

Spis treści

Sławomir BIRUK, Piotr JAŚKOWSKI

Zastosowanie metody losowania LHS w badaniach symulacyjnych modeli sieciowych

Assessing efficiency of latin supercube sampling method in construction project network simulation..... 209

Orsolya BOKOR, Tamás KOCSIS, Gabriella SZENIK

New tools in project scheduling. Challenges of the construction project planning..... 215

Andrzej CZEMPLIK, Michał IRZYK

Ocena technologiczności projektów budowlanych

Feasibility evaluation of construction methods specified in design documentation..... 225

Dorota DWORZAŃCZYK-KRZYWIEC

Wpływ zawartości kruszywa z recyklingu na wybrane właściwości betonów

The influence of recycled aggregate content upon selected concrete properties..... 229

Mirosław DYTCZAK, Grzegorz GINDA, Beata GOTOWAŁA, Nina SZKLENNIK

Potencjał aplikacyjny metody DEMATEL i jej rozszerzeń w budownictwie

Application potential of DEMATEL method and its extensions for analysis of decision problems in civil engineering..... 235

Mirosław DYTCZAK, Waław PRZYBYŁO

Wielokryterialna ocena systemów transportu Krakowa z użyciem metody DEMATEL

Dematel-based multi-criteria evaluation of public transportation systems for Cracow..... 241

Valeriy EZERSKIY, Małgorzata LELUSZ

Kinetyka procesu hydratacji kompozytów cementowych z popiołem lotnym

Kinetics of hydration process of cement composites with fly ash addition..... 247

Marcin GAJZLER

Zagadnienie wyboru lokalizacji z wykorzystaniem metodyk data mining

The issue of choosing location with the use of data mining techniques..... 253

Jacek GOŁASZEWSKI, Grzegorz CYGAN

Wpływ domieszek zwiększających lepkość na skurcz wczesny zapraw

Influence of VMA admixtures on early shrinkage of the cement mortars..... 263

Jacek GOŁASZEWSKI, Michał DREWNIOK

Wpływ popiołu lotnego wapiennego na efekty działania domieszek napowietrzających

The effect of calcareous fly ash on the efficiency of air entraining additives..... 267

Jacek GOŁASZEWSKI, Aleksandra KOSTRZANOWSKA

Właściwości reologiczne a stopień samoodpowietrzenia mieszanki samozagęszczalnej betonu wysokowartościowego

Rheological properties and a content of air entrained in fresh concrete for self compacting

high performance concrete..... 275

Jacek GOŁASZEWSKI, Tomasz PONIKIEWSKI Wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego oraz zbrojenia rozproszonego na wybrane charakterystyki fibrobetonów samozagęszczalnych <i>The influence of high calcium fly ash and fibres on chosen characteristic of self-compacting concrete</i>	281
Mahmoud HSINO, Jerzy PASŁAWSKI Wprowadzenie elastyczności w zarządzaniu jakością na przykładzie betonowania <i>Introduction of flexibility in the quality management system based on concreting example</i>	289
Henryk JAROS Lokalizacja głównych emitorów zanieczyszczeń w układach urbanistycznych miast: Białystok, Ostrołęka i Elk i ich wpływ na tereny otaczające <i>Location of the main emitters of pollutants in the urban planning arrangement of the city of Białystok, Ostrołęka and Elk and their influence on surrounding areas</i>	293
Monika JAROS Zmienność terenów zieleni w strukturze miasta Białystok <i>Variation in the structure of green areas of the city Białystok</i>	301
Lucyna KORONA Innowacyjne technologie deskowań traconych <i>Innovative technology of lost framework</i>	307
Andrzej KOZAK Bezpieczeństwo procesowe w obiektach przemysłowych <i>Risk analysis in industrial facilities</i>	319
Michał KRZEMIŃSKI, Paweł NOWAK Modyfikacja kosztowa Algorytmu Johnsona do szeregowania zadań budowlanych <i>Johnson Algorithm cost modification for scheduling of construction projects</i>	323
Barbara KSIT, Józef JASICZAK, Rafał KOTLARZ Stropy gęstożebrowe według polskich norm i Eurokodów – analiza różnic na wybranych przykładach <i>Beam-ceilings according to Polish Standards and Eurocodes – difference analysis on specific examples</i>	327
Janusz KULEJEWSKI, Nabi IBADOV, Bogdan ZIELIŃSKI Zastosowanie teorii zbiorów rozmytych w harmonogramowaniu robót budowlanych metodą łańcucha krytycznego <i>Application of fuzzy set theory to schedule construction works by the critical chain metod</i>	331
Dorota MAŁASZKIEWICZ, Aneta JURGUĆ Wpływ rodzaju cementu i warunków dojrzewania na przyczepność zapraw do podłoża betonowego <i>The influence of cement type and curing conditions on mortars adhesion to concrete base</i>	339
Aleksander Kazimierz NICAŁ, Marcin GRABOWSKI Sprawdzenie prawidłowości założonych parametrów organizacyjnych i wydajnościowych procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych typu HC z uwzględnieniem warunków losowych <i>Checking the accuracy of parameters of the pre-tensioned HC slabs production process with reference to chance variations</i>	347

Zygmunt ORŁOWSKI, Nina SZKLENNIK Zakres modernizacji budynku – jako wynik analizy diagnostycznej obiektu <i>Scope of building modernization – as a result of diagnostic analysis of facility</i>	353
Anna OSTAŃSKA Ocena możliwości poprawy jakości życia w budynkach prefabrykowanych w opinii ich mieszkańców <i>Assessing the possibilities of improving living conditions in prefabricated housing: the residents' point of view</i>	361
Edyta PAWLUCZUK Kształtowanie strefy kontaktowej kruszywo-zaczyn w betonach recyklingowych <i>Shaping of interfacial transition zone between aggregate and cement paste in recycled concrete</i>	369
Mieczysław POŁOŃSKI Algorytm optymalnego wyrównania wykresu zatrudnienia z zastosowaniem grafu <i>Algorithm for optimal equalization employment diagram with graph network</i>	377
Kamil PRUSZYŃSKI Koncepcja monitorowania zużycia buforów czasu w harmonogramie budowlanym <i>Time buffer consumption monitoring concept in the schedule construction</i>	383
Barbara SADOWSKA-BURACZEWSKA Betony nowej generacji jako warstwa wzmacniająca belkowe elementy zginane <i>New generation concretes as a strengthening layer in beam bending elements</i>	389
Gabriella SZENIK, Miklós HAJDU, Orsolya BOKOR <i>New possibilities in visualization of project plans</i>	393
Andrzej TOMANA Integracja projektowania i kosztorysowania na platformie BIM <i>Integration of design costing using BIM platform</i>	401
Marek WIRKUS, Ryszard TRYKOSKO Właściwie przygotowanie przedsięwzięcia budowlanego głównym czynnikiem osiągnięcia jego sukcesu <i>Properly preparing construction project – the main factor its success achievement</i>	407
Piotr WOYCIECHOWSKI, Konrad HARAT Nawierzchnie dróg o kategorii ruchu KR1-KR2 z betonu wibrowalowanego <i>Roller-compacted concrete as a road pavement under traffic load category KR1-KR2</i>	419
Bogdan WRÓBLEWSKI, Andrzej BOROWY Nowe klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych <i>New fire resistance classifications of suspended ceilings made of gypsum plasterboards</i>	425

* * *

Artykuły sponsorowane

Najnowsze technologie – najwyższa jakość – bezpieczeństwo	431
PERI – lider technologii samoczynnego wspinania doświadczenie, wiedza, innowacja	437
Krzysztof CHMIELEWSKI Świeże powietrze w domu, szkole i pracy	443
Krzysztof POGAN Zastosowanie zapraw bezcementowych w pracach prowadzonych w obiektach zabytkowych <i>Renovation historical buildings by applying cement-free special mortars</i>	449
Krzysztof TURCZYNIAK Deskowania NOEtop jako przykład innowacyjnego podejścia do budownictwa	455
Henryk WNOROWSKI Finansowanie budownictwa mieszkaniowego a geneza światowego kryzysu finansowego 2008 roku	459

ZASTOSOWANIE METODY LOSOWANIA LHS W BADANIACH SYMULACYJNYCH MODELI SIECIOWYCH

Sławomir BIRUK*, Piotr JAŚKOWSKI

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin

Streszczenie: Metoda symulacji cyfrowej *Monte Carlo* jest popularnym narzędziem wykorzystywanym w analizie ryzyka oraz planowaniu przedsięwzięć budowlanych w warunkach losowych. Zaletą metody jest możliwość analizowania modeli sieciowych złożonych z czynności, których czas trwania jest opisany dowolnymi rozkładami prawdopodobieństwa, bez konieczności wprowadzania dodatkowych założeń upraszczających. Podejście to umożliwia także modelowanie dowolnych ograniczeń czasowych, zasobowych i kolejnościowych. W metodzie symulacji *Monte Carlo* zwiększanie liczby przebiegów symulacyjnych wpływa na dokładność estymowanych wielkości. Zmniejszenie „rozrzutu” wartości zmiennych wyjściowych można także uzyskać stosując jedną z metod redukcji wariancji (lub ich kombinację). W artykule przedstawiono wyniki pilotażowych badań symulacyjnych prowadzonych na testowych modelach sieciowych przedsięwzięć budowlanych. Podczas badań symulacyjnych w procesie generowania liczb losowych zastosowano metodę *Latin Hypercube Sampling*. Przeprowadzone eksperymenty mają na celu próbę oszacowania skuteczności redukcji wariancji średniej terminu realizacji przedsięwzięcia za pomocą metody *LHS* oraz zbadanie możliwości poprawy wyników poprzez zastosowanie liczb antytrytycznych (losowania przeciwstawnego).

Słowa kluczowe: ryzyko realizacji przedsięwzięć budowlanych, symulacja komputerowa, metody redukcji wariancji.

1. Wprowadzenie

Analiza modeli sieciowych przedsięwzięć metodą symulacji cyfrowej *Monte Carlo* ma na celu najczęściej ustalenie średnich, wariancji lub typu i parametrów rozkładu terminów zaistnienia zdarzeń i ($i = 1, 2, \dots, m$) na podstawie obserwacji $x_{i,j}$ poczynionych w j ($j = 1, 2, \dots, n$) przebiegach symulacyjnych. Wartości $x_{i,j}$ można traktować jako realizacje zmiennych losowych X_i terminów zaistnienia zdarzeń (Platt, 1974).

Istota metody *MC* w analizie modeli sieciowych polega na losowym generowaniu w kolejnych przebiegach symulacyjnych czasów realizacji $t_{l,j}$ czynności ($l = 1, 2, \dots, w$, w jest to liczba czynności modelu sieciowego) i obliczaniu terminów zaistnienia zdarzeń jak w *Critical Path Method (CPM)*. W każdej replikacji j czasy realizacji czynności są generowane zgodnie z przyjętym rozkładem prawdopodobieństwa, przy zastosowaniu niezależnych od siebie ciągów liczb losowych $u_{l,j}$ z przedziału $(0, 1]$.

Nieobciążony estymator punktowy średniej $\mu_i = E(X_i)$ zmiennej losowej X_i terminu zaistnienia zdarzenia i ma postać (Platt, 1974):

$$\bar{\mu}_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_{i,j}, \quad (1)$$

natomiast jego wariancja dana jest wzorem:

$$D^2(\bar{\mu}_i) = \frac{\sigma_i^2}{n}, \quad (2)$$

gdzie: σ_i^2 jest wariancją zmiennej losowej X_i terminu zaistnienia zdarzenia i , tj. $\sigma_i^2 = D^2(X_i)$. Nieobciążony estymator wariancji jest określony następująco:

$$\bar{\sigma}_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (x_{i,j} - \bar{\mu}_i)^2. \quad (3)$$

W metodzie symulacji *MC* błąd estymacji średniej $(\bar{\mu}_i - \mu_i)$ jest przedstawiany w postaci przedziału ufności. Wielkość przedziału ufności jest proporcjonalna do σ_i/\sqrt{n} . Jednym z podstawowych sposobów zawężania przedziału ufności (redukcji wariancji estymatora średniej) jest zwiększanie liczby obserwacji (przebiegów symulacyjnych), co jednak powoduje wydłużenie czasu badań symulacyjnych.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: s.biruk@pollub.pl

Na dokładność wyznaczanych charakterystyk wpływa także sposób generowania zmiennych (danych) wejściowych do badań. Wywołując korelację między wartościami tych samych wielkości w eksperymentach symulacyjnych, uzyskuje się redukcję wariancji estymatora, a co się z tym wiąże zwiększa się dokładność oszacowania. Zawężenie przedziału ufności estymowanej charakterystyki można także uzyskać dokonując właściwego wyboru estymatora.

Postępowania mające na celu zmniejszenie „rozrzutu” obserwowanych wartości zmiennych wyjściowych, w literaturze określa się mianem metod redukcji wariancji (Law i Kelton, 1991; Tyszer, 1990).

W artykule podjęto próbę oceny efektywności metody losowania zgodnego ze schematem *Latin Hypercube Sampling (LHS)* oraz jej kombinacji z metodą losowania przeciwstawnego. Analizowane metody nie wydłużają czasu eksperymentów i są łatwe do zaimplementowania w komercyjnych językach symulacyjnych.

2. Metoda losowania LHS

Sposób planowania eksperymentów symulacyjnych *Latin Hypercube Sampling (LHS)*, został zaproponowany w pracy McKay'a i in. (1979). Należy ona do grupy metod losowania (próbkiowania) warstwowego, które mają na celu poprawę „równomierności” generowania liczb losowych. W metodach losowania warstwowego dystrybuanty czasu trwania wszystkich zmiennych wejściowych l ($l = 1, 2, \dots, w$) są dzielone na s (l) rozłącznych przedziałów (warstw) $[a_{l,k}, a_{l,k+1}]$ takich, że $0 = a_{l,1} < a_{l,2} < \dots < a_{l,s(l)-1} = 1$.

Liczba przedziałów nie musi być jednakowa dla każdej czynności (zmiennej czasu losowej trwania procesu), ale ich równa liczba bardzo ułatwia planowanie i prowadzenie badań symulacyjnych. Najczęściej dokonuje się podziału dystrybuanty czasu trwania wszystkich czynności na jednakową liczbę s równych części, tzn. $0 < 1/s < 2/s < \dots < (s-1)/s < 1$. Próbę taką nazywa się proporcjonalną, bowiem liczba wygenerowanych w danej warstwie wystąpień (czasów trwania czynności) jest proporcjonalna do prawdopodobieństwa ich wystąpienia.

W ogólnym przypadku, aby dokładnie odzorować zmienną losową będącą wynikiem symulacji, powinno się wylosować $s(1) \cdot s(2) \cdot \dots \cdot s(w)$ (w jest to liczba czynności modelu sieciowego) liczb losowych, każdą z innej warstwy dla każdej zmiennej wejściowej. Jest to możliwe tylko przy stosunkowo niewielkiej liczbie czynności modelu sieciowego. Burt i Garman (1971) zalecają, aby przeprowadzić s skorelowanych ze sobą eksperymentów. Należy wylosować s niezależnych od siebie liczb losowych $u_{i,1}, u_{i,2}, \dots, u_{i,s}$ z przedziału $(0, 1]$ dla każdej ze zmiennych wejściowych i umieścić je w różnych warstwach $u_{i,1}/s < (u_{i,2} + 1)/s < \dots < (u_{i,s} + s - 1)/s$. W każdym przebiegu symulacyjnym dla każdej czynności wybiera się jedną warstwę, a kolejność przypisywania warstw do czynności jest losowa. Stosując metodę losowania warstwowego zawsze uzyskuje się redukcję

wariancji estymatora w stosunku do wariancji uzyskanej w klasycznej metodzie *Monte Carlo*.

Stosując schemat losowania *Latin Hypercube Sampling*, aby wygenerować s ($j = 1, 2, \dots, s$) skorelowanych ze sobą replikacji, liczby losowe należy określać są zgodnie z zależnością (Owen 1998):

$$U_{l,j} = \frac{\pi_l(j) - 1 + U_{l,j}^*}{s} \text{ dla } l = 1, 2, \dots, w \quad (4)$$

oraz $j = 1, 2, \dots, s$

gdzie: $\pi_1(\cdot), \pi_2(\cdot), \dots, \pi_w(\cdot)$ są to permutacje liczb $\{1, 2, \dots, s\}$, losowanymi z jednakowym prawdopodobieństwem ze zbioru $s!$ takich permutacji, a $\pi_l(j)$ oznacza j -ty element (numer warstwy) w permutacji dla czynności l , $\{U_{l,j}^* : l = 1, 2, \dots, s\}$ są liczbami losowymi wzajemnie niezależnymi oraz niezależnymi od permutacji $\pi_1(\cdot), \pi_2(\cdot), \dots, \pi_w(\cdot)$.

W każdym cyklu r ($r = 1, 2, \dots, k$) badań symulacyjnych, obejmującym s replikacji ustalonych według procedury *LHS*, jest losowana tylko jedna liczba z każdej warstwy dla danej czynności.

Przeprowadzenie n przebiegów symulacyjnych wymaga wygenerowania $k = n/s$ niezależnych permutacji $\pi_1(\cdot), \pi_2(\cdot), \dots, \pi_w(\cdot)$. W każdym powtórzeniu są obliczane wartości zmiennych losowych terminów zaistnienia zdarzeń w modelu sieciowym według metody *CPM*.

3. Metoda zmiennych antytetycznych

Metoda ta, nazywana również losowaniem przeciwstawnym, polega na przeprowadzeniu eksperymentu symulacyjnego w dwóch etapach (Law i Kelton, 1991; Tyszer, 1990). W pierwszym etapie stosuje się dla każdej czynności ciągi liczb pseudolosowych $u_{l,1}, u_{l,2}, \dots, u_{l,n/2}$ ($l = 1, 2, \dots, w$) o rozkładzie równomiernym na przedziale $(0, 1]$, natomiast w drugim etapie ciągi liczb dopełniających $(1 - u_{l,1}), (1 - u_{l,2}), \dots, (1 - u_{l,n/2})$. Jeżeli $\hat{X}_i^{(1)}$ oraz $\hat{X}_i^{(2)}$ są odpowiednio estymatorami parametru \hat{X}_i odpowiednio w pierwszym i drugim etapie badań symulacyjnych, to nieobciążonym estymatorem tego parametru jest średnia:

$$\hat{X}_i = \frac{1}{2} (\hat{X}_i^{(1)} + \hat{X}_i^{(2)}) \quad (5)$$

Wariancję tego estymatora można obliczyć następująco:

$$D^2(\hat{X}_i) = D^2\left(\frac{1}{2}(\hat{X}_i^{(1)} + \hat{X}_i^{(2)})\right) = \frac{1}{4} (D^2(\hat{X}_i^{(1)}) + D^2(\hat{X}_i^{(2)}) + 2 \text{cov}(\hat{X}_i^{(1)}, \hat{X}_i^{(2)})) \quad (6)$$

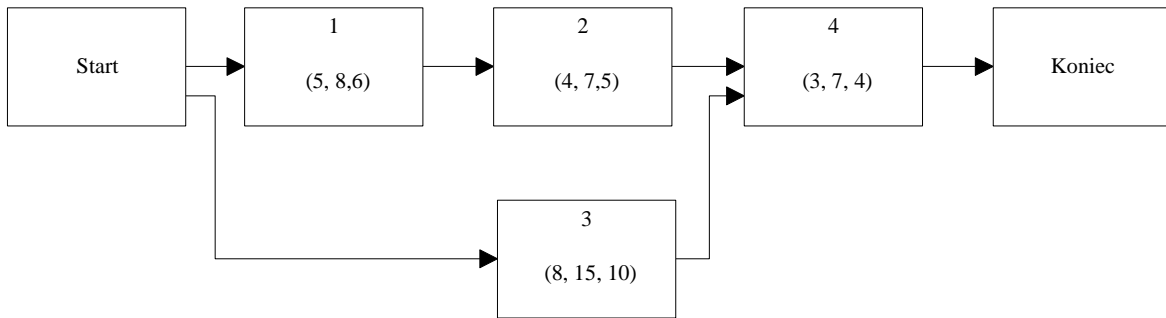
Stosując losowanie przeciwstawne, z ujemną korelacją między wynikami z następujących po sobie eksperymentów, uzyskuje się mniejszą wariancję niż w przypadku prowadzenia eksperymentów niezależnych.

Burt i in. (1970) stosowali ciągi liczb antytetycznych do symulacyjnego rozwiązywania prostych modeli z czasami trwania o rozkładzie wykładniczym. Następnie wykazali analitycznie, że wariancję oczekiwanego czasu realizacji modelowanych przedsięwzięć można zmniejszyć o ponad połowę w stosunku do wariancji estymatora stosowanego w bezpośredniej metodzie *Monte Carlo*. Rozważania te zostały uogólnione przez Sullivana i in. (1982), gdzie badano sieci złożone z czynności o różnych rozkładach. Stosując losowanie przeciwstawne, tę samą dokładność jak w metodzie *Monte Carlo* można uzyskać średnio przy 1/4 liczbie replikacji.

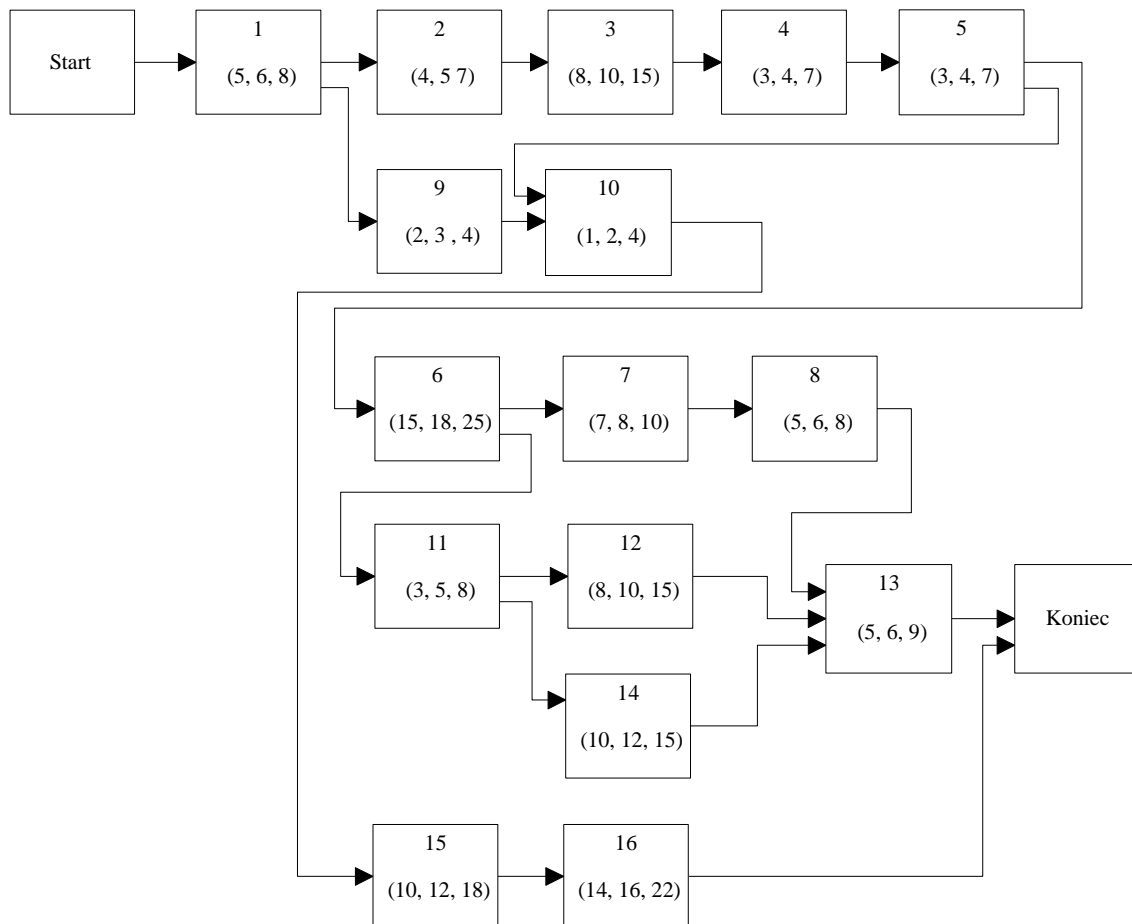
Metoda zmiennych antytetycznych może być również łączona z innymi metodami.

4. Badania symulacyjne

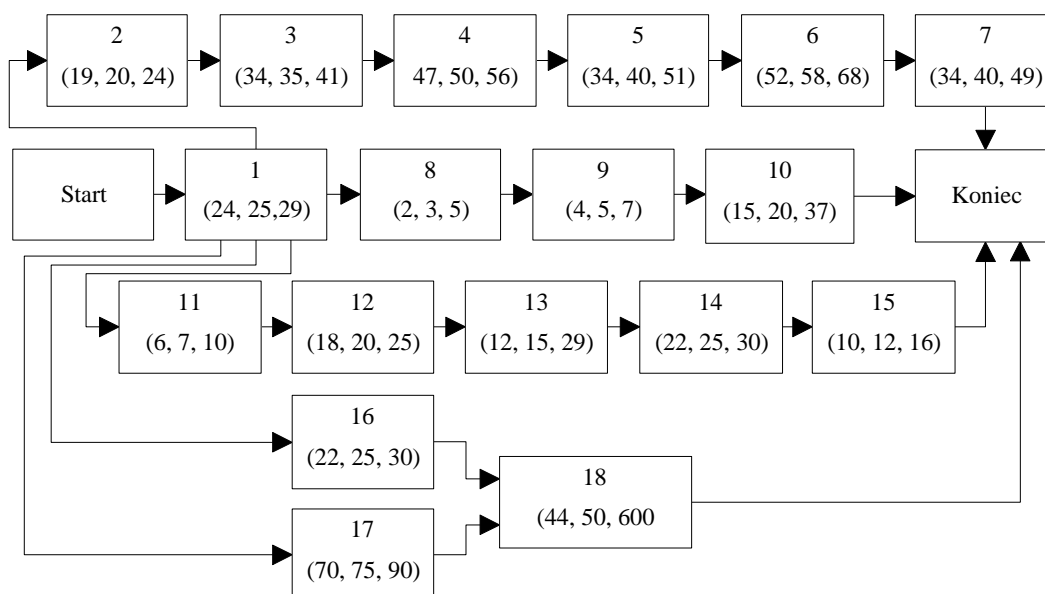
Przeprowadzono badania symulacyjne trzech modeli sieciowych (rys. 1-3), w których czasy wykonania czynności opisano za pomocą rozkładów trójkątnych (czasy podano na rysunkach przy numerze czynności w postaci (a, c, b) , gdzie odpowiednio są to czasy optymistyczne, najbardziej prawdopodobne i pesymistyczne). Wszystkie programy symulacyjne zostały opracowane w języku symulacyjnym *GPSS World*. W celu porównywalności ocen skuteczności poszczególnych metod redukcji wariancji, dla każdego wariantu badań symulacyjnych przeprowadzono łącznie 1200 replikacji.



Rys. 1. Model sieciowy I



Rys. 2. Model sieciowy II



Rys. 3. Model sieciowy III

W pierwszym etapie badań symulacyjnych został sporządzony symulator wykorzystujący predefiniowane w języku *GPSS World* generatory rozkładu trójkątnego. Generatory te nie pozwalają jednak na bezpośrednie stosowanie niektórych metod redukcji wariancji, np. strumieni liczb antytetycznych. Dlatego w dalszych wariantach symulatorach zastosowano do generowania rozkładu trójkątnego powszechnie znaną metodę odwracania dystrybuanty.

W metodzie losowania *LHS*, zakres zmienności wszystkich zmiennych losowych został podzielony na 5 warstw o jednakowym prawdopodobieństwie wystąpienia.

Ostatnim etapem badań symulacyjnych było łączne zastosowanie metody losowania przeciwstawnego i *LHS*. Wykonano 600 replikacji zgodnie ze schematem *LHS* stosując ciągi liczb losowych $u_{l,1}$, $u_{l,2}$, ..., $u_{l,n/2}$ oraz 600 stosując ciągi liczb przeciwstawnych $(1 - u_{l,1})$, $(1 - u_{l,2})$, ..., $(1 - u_{l,n/2})$. Wyniki badań symulacyjnych zestawiono w tabeli 1.

5. Podsumowanie

Metoda symulacji *Monte Carlo* jest efektywnym narzędziem analizy sieci zależności utworzonych z czynności o dowolnych rozkładach czasu ich trwania bez konieczności wprowadzania dodatkowych założeń upraszczających. Wykorzystanie metod redukcji wariancji może zarówno skrócić czas prowadzenia badań (zmniejszenie liczby replikacji), jak i poprawić wiarygodność oszacowania wybranych charakterystyk badanego modelu. Efektywność poszczególnych metod redukcji wariancji zależy przede wszystkim od konfiguracji sieci zależności i stosowanych typów oraz parametrów rozkładów czasu trwania czynności.

Na podstawie przeprowadzonych eksperymentów symulacyjnych można wnioskować, że zastosowanie

Tabela 1. Wyniki uzyskane przy stosowaniu różnych metod wariancji

Metoda prowadzenia badań symulacyjnych	Model	Średnia	Wariancja estymatora
GPSS	Model I	16,758	0,001388
	Model II	76,007	0,010228
	Model III	276,746	0,034991
Metoda odwracania dystrybuanty	Model I	16,701	0,001450
	Model II	76,009	0,010588
	Model III	276,787	0,039716
Metoda zmiennych antytetycznych	Model I	16,752	0,000401
	Model II	75,951	0,000552
	Model III	276,706	0,000571
LHS	Model I	16,748	0,000239
	Model II	75,964	0,001069
	Model III	276,699	0,003244
Łączne stosowanie metody zmiennych antytetycznych i losowania LHS	Model I	16,758	0,000212
	Model II	75,952	0,000248
	Model III	276,668	0,000130

metody *LHS* prowadzi do znacznej redukcji wariancji. Stosowanie łączne metod *LHS* i losowania przeciwnego prowadzi do dalszej redukcji wariancji estymatora średniej.

Literatura

- Burt J. M., Garman M. B. (1971). Conditional Monte Carlo: A Simulation Technique for Stochastic Network Analysis. *Management Science*, Vol. 18, No. 3, 207-217.
- Burt J. M., Gaver D. P., Perlas M. (1970). Simple Stochastic Networks: Some Problems and Procedures. *Naval Research Logistics Quarterly*, Vol. 17, No. 4, 439-459.
- Law A. M., Kelton W. D. (1991). Simulation Modeling & Analysis. *McGraw Hill, International Edition*.
- McKay M. D., Beckman R. J., Conover W. J. (1979). A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics*, Vol. 21, No. 2, 239-245.
- Owen A. B. (1998). Latin Supercube Sampling for Very High-Dimensional Simulations. *ACM Transactions on Modeling and Computer Simulation*, Vol. 8, No. 1, 71-102.
- Platt C. (1974). Problemy rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej. *PWN, Warszawa*.
- Sullivan R. S., Hayya J. C., Schaul R. (1982). Efficiency of the Antithetic Variate Method for Simulating Stochastic Networks. *Management Science*, Vol. 28, No. 5, 573-572.
- Tyszer J. (1990). Symulacja cyfrowa. *Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa*.

ASSESSING EFFICIENCY OF LATIN SUPERCUBE SAMPLING METHOD IN CONSTRUCTION PROJECT NETWORK SIMULATION

Abstract: Monte Carlo simulation is a popular tool that supports planning projects affected by risk. Analysing the results of computer simulations enables the planner to formulate and verify hypotheses on distribution type and parameters of schedule event occurrence and the project duration. Accuracy of estimates obtained by means of simulations can be improved by increasing the number of replications, or by applying variance reduction methods. The latter may consist in change of the way the random numbers are generated. The paper analyses how the method of variance reduction affects simulation results in terms of standard error of estimated project duration mean value. The considered methods were: Latin supercube sampling and its combination with antithetic variates method. The object analysis was based on network models with task durations of triangular distribution. This type of distribution is commonly assumed in modelling the effect of random occurrences on organisation of construction works.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2009-2011 jako projekt badawczy

NAJNOWSZE TECHNOLOGIE NAJWYŻSZA JAKOŚĆ – BEZPIECZEŃSTWO

PPU PALISANDER Sp. z o.o., ul. Elewatorska 13/19, 15-620 Białystok, www.palisander.com.pl

Istniejąca od 19 lat Firma Palisander jest jednym z czołowych dostawców systemów szalunkowych w kraju. Różnorodność oferowanych szalunków oraz systemów BHP pozwala na dopasowanie do potrzeb w każdym sektorze budownictwa. Działalność Firmy opiera się na Kodeksie Zasad Etycznych Palisander, a jej nadrzędnym celem jest zapewnienie Klientowi najwyższej jakości Logistyki, Obsługi i Szalunków – wewnętrzny autorski system zarządzania jakością QLOS.

Wieloletnie doświadczenie oraz możliwość korzystania z technologii największych światowych producentów pozwalają Firmie wprowadzać na polski rynek budowlany całkowicie nowatorskie produkty, między innymi: poszycie z tworzywa sztucznego Alkus (fot. 1), zamiast sklejk w szalunkach ściennych i stropowych, najmocniejszy na rynku szalunek ścienny MAMMUT 100 kN/m² (fot. 2) oraz bardzo lekki i łatwy w montażu panelowy szalunek stropowy MevaDec (fot. 3). Palisander posiada w ofercie również własne produkty i rozwiązania, które powstały w wyniku wymiany doświadczeń w ramach utworzonej przed laty Międzynarodowej Platformy Wymiany Wiedzy i Technologii. Są to między innymi: inżynierski system belkowy PAL-BS do konstrukcji infrastrukturalnych i nietypowych konstrukcji żelbetowych (fot. 4), podpory wysokiej wytrzymałości PAL-MAX o nośności do 230 kN (fot. 5) oraz szalunek słupa PAL-S4 z pełnym zintegrowanym systemem BHP.



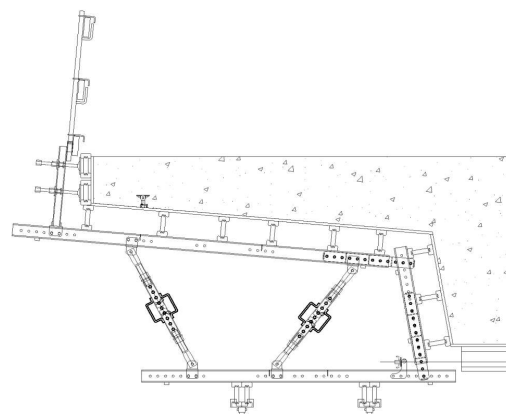
Fot. 1. Poszycie z tworzywa sztucznego Alkus



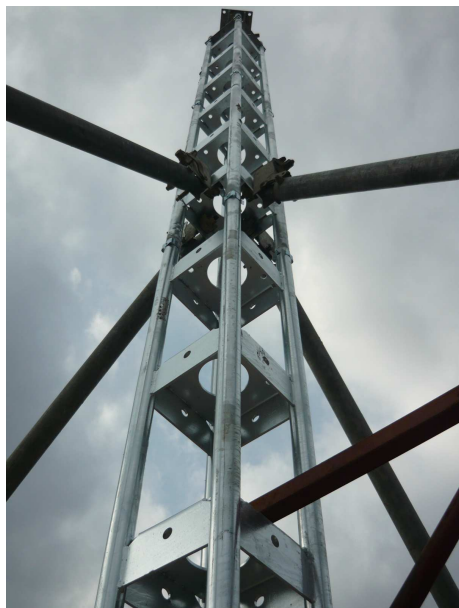
Fot. 2. Szalunek ścienny MAMMUT



Fot. 3. Szalunek stropowy MevaDec



Fot. 4. Inżynierski system belkowy PAL-BS



Fot. 5. Podpory wysokiej wytrzymałości PAL-MAX

Palisander wprowadza również innowacyjne rozwiązania w dziedzinie obsługi, dlatego jako jedyna firma w kraju prowadzi odbiory jakościowe i ilościowe szalunków bezpośrednio na placu budowy, comiesięczny monitoring kosztów wynajmu szalunków w stosunku do oferty i harmonogramu, dostępny również on-line, ponadto wprowadzona usługa „Palisander Plus” stanowi pełne ubezpieczenie kosztów czyszczenia i napraw wynajmowanych szalunków.

Palisander stawia sobie również wysokie wymagania w zakresie BHP na budowach, dlatego w stałe powiększanym asortymencie szalunków znalazły się również: zabezpieczenia krawędzi stropów (stępki i ściski barierki ochronnej), siatki zabezpieczające przed wypadaniem ludzi i narzędzi, schodnia PAL-120 oraz szereg innych rozwiązań zapewniających kompleksowość usługi.

Wszystkie innowacje, zarówno w zakresie produktu jak i obsługi są sprawnie wprowadzane w „życie”. Na przestrzeni lat przekonali się o tym klienci, którzy swoimi uwagami i wymaganiami przyczyniają się do ciągłego poszukiwania odpowiednich rozwiązań dla obu stron. Przykłady realizacji różnorodnych budowli na terenie całego kraju, zarówno pod względem wielkości, jak i stopnia trudności, pokazują słuszność obranej drogi. Firma, ze względu na swoją strukturę, zasady działania, ambicję i chęć rozwoju w bardzo elastyczny, szybki i sprawny sposób może reagować na potrzeby rynku.

Palisander to wysoka jakość produktów, profesjonalna obsługa oraz partnerskie stosunki z klientami. Doświadczenia zebrane na przestrzeni lat pozwalają na realizację wielu prestiżowych inwestycji.

Autostrada A-1 Ponad 20 obiektów na 30-kilometrowym odcinku

Autostrada A-1, czyli europejska droga E75 będzie szybkim i nowoczesnym połączeniem komunikacyjnym między Gdańskiem a Wiedniem. Jej trasa przebiegać będzie między innymi przez Toruń, Łódź, Częstochowę i Katowice.

Na około 30 kilometrowym odcinku Toruń- Stryków, od węzła Kowal do węzła Sójki budowanych jest ponad 30 obiektów inżynierskich z zastosowaniem systemów szalunkowych Palisander. Przy budowie estakad, mostów oraz wiaduktów wykorzystywane są systemy ścienne MAMMUT do przyczółków obiektów mostowych (fot. 6) oraz system MEP i podpory ramowe ID-15, służące jako podparcie inżynierskiego systemu PAL-BS (fot. 7). Doskonale sprawdza się także nowy, wyjątkowo wytrzymały system podparć RAPIDSHOR. Przenosi on ponad dwukrotnie większy nacisk dopuszczalny na jedną podporę w stosunku do innych, dostępnych na polskim rynku.



Fot. 6. Szalunek MAMMUT na budowie ścian tunelu



Fot. 7. Podparcie ustroju nośnego – system PAL-BS

Przy budowie bramek przejazdowych zastosowano słupy wielogałęziowe i wysokowytrzymałe (o nośności powyżej 230 kN) systemu inżynierskiego PAL-MAX.

Generalny Wykonawca: Konsorcjum Firm: SRB Civil Engineering Ltd, John Sisk & Son Ltd, Roadbridge, BUDBAUM S.A.

FOCUS PARK Piotrków Trybunalski Dodatkowe technologiczne i techniczne wsparcie budowy

Centrum Handlowo-Rozrywkowe Focus Park powstało pomiędzy ulicami Kostromską, Słowackiego i Modrzewskiego w Piotrkowie Trybunalskim. Palisander był dostawcą szalunków ściennych i stropowych do wykonania części kinowej oraz garażowej inwestycji. System MAMMUT wykorzystywany był między innymi do wykonania ścian o wysokości do 11 m (fot. 8). Palisander dostarczył na budowę tensometr ułatwiający kontrolę parcia oraz prędkości układania mieszanki betonowej (fot. 9). Wykorzystanie wszystkich zalet systemu MevaDec pozwoliło na krótki cykl rotacji poszczególnych zestawów szalunkowych na kolejnych działkach. Podczas obsługi budowy zastosowano również odbiory jakościowe i ilościowe bezpośrednio na placu budowy. Powierzchnia całkowita: 76 000 m².



Fot. 8. Szalunek MAMMUT – ściany o wysokości 11 m



Fot. 9. Tensometr do kontroli parcia i prędkości układania mieszanki betonowej

Generalny wykonawca: Mostostal Warszawa S.A.

Galeria Słoneczna w Radomiu Atuty systemów: MAMMUT i MevaDec

Po dwóch latach przesuwania terminu inwestor Galerii Słonecznej w Radomiu – firma AIG Lincoln zdecydowała się na rozpoczęcie prac budowlanych. Już kilka dni po wybraniu generalnego wykonawcy zapadła decyzja o dostawcy systemów szalunkowych. Krótki termin realizacji i wysokie wymagania dotyczące jakości powierzchni betonu skłoniły wykonawcę do wyboru systemów MAMMUT i MevaDec (fot. 10), które posiadają poszycie z tworzywa sztucznego Alkus. Dodatkowo wykorzystywano podpory aluminiowe typu MEP o wysokiej wytrzymałości oraz szalunki słupów CIRCO. Skala przedsięwzięcia (powierzchnia całkowita 104 000 m²) oraz lokalizacja w centrum miasta sprawiają, że inwestycja była dominującym projektem na lokalnym rynku (fot. 11).



Fot. 10. Wysoka jakość betonu w szalunkach MAMMUT



Fot. 11. Budowa Galerii Słonecznej w Radomiu

Generalny wykonawca: PORR Polska S.A.

Budowa Trasy Generalskiej w Białymstoku Estakada E 2 i E 4 w systemie Pal-BS

Budowa Trasy Generalskiej o szacowanej łącznej wartości przekraczającej 360 mln złotych obejmowała między innymi przebudowę ulicy Gen. St. Maczka w Białymstoku. Odcinek ten posiada dwie jezdnie po dwa pasy ruchu oraz chodniki i ścieżkę rowerową. Ponadto powstały 3 węzły dwupoziomowe z estakadami oraz dwa wiadukty kolejowe i most nad rzeką Białą. Zastosowano systemy szalunkowe Palisander, przy czym inżynieryjny system PAL-BS wykorzystano do wszystkich ustrojów nośnych estakad, a do ich podparcia wykorzystano wieże ID-15 oraz system MEP o szerokim zakresie regulacji wysokości. System ten zdecydowanie ułatwił szalowanie zmiennej geometrii E4 na odcinku łukowym. Dla zapewnienia bezpieczeństwa zastosowano również Schodnie PAL-120, umożliwiające bezpieczny dostęp do pracy na wysokościach. Do wykonania przyczółków zastosowano system MAMMUT.

Długości powstałych estakad: E4 ponad 220 m (fot. 12), E2 ponad 170 m (fot. 13).



Fot. 12. Podparcie estakady E4 – system MEP



Fot. 13. Szalunki Palisander na estakadzie E2

Generalny wykonawca inwestycji: Przedsiębiorstwo Eksploatacji Ulic i Mostów Sp. z o.o.

Wykonawca E4: Przedsiębiorstwo Robót Mostowych Mosty Łódź S.A.

Wykonawca E2: MARK-BUD Sp. z o.o.

Biurowiec Equator II w Warszawie Biznesowe centrum stolicy

Biurowiec Equator II (fot. 14-15) jest kolejnym budynkiem z planowanego kompleksu czterech biurowców przy Al. Jerozolimskich w Warszawie.

Ze względu na tempo budowy i ograniczenia czasowe wykonawca wybrał Palisander jako wyłącznego dostawcę systemów szalunkowych. Wypróbowany na innych obiektach tego wykonawcy system stropowy MevaDec pozwala znacznie przyspieszyć realizację Equator, a niebagatelne znaczenie dla szybkości ma również to, że ściany o wysokości do 350cm mogą być wykonywane bez nadstawek przy użyciu szalunków MAMMUT o tej wysokości.

Powierzchnia całkowita: 21 300 m².



Fot. 14. Budowa Equator II w Warszawie



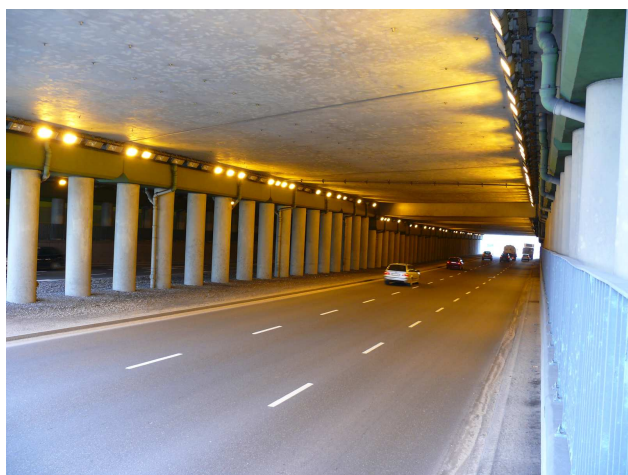
Fot. 15. Ostatnie kondygnacje biurowca

Generalny Wykonawca: PORR Polska S.A.

Tunel pod torami w Białymstoku Szalowanie metodą podstropową

Tunel zlokalizowany w newralgicznym punkcie miasta umożliwił w końcu płynny ruch pomiędzy centrum, a czterema wielkimi osiedlami mieszkaniowymi. Pod tunelem przebiegają dwie jezdnie z 3-ma pasami ruchu o szerokości 10,5 m oraz dwa ciągi pieszo-jezdne, każdy o szerokości 5,95 m (usytuowane o 2 m wyżej w stosunku do jezdni). Długość tunelu wynosi 173,6 m, a szerokość – 47,6 m (fot. 16). Tunel jest osadzony na podmokłym gruncie (grunt nośny dopiero na głębokości 30 m).

Sposób realizacji tak zwaną metodą podstropową wymusił użycie lekkich szalunków ściennych RASTER; konstrukcja w różnych częściach wykonywana była również w szalunkach jednostronnych przy użyciu systemu LOGO.



Fot. 16. Ponad 170 m tunelu w Białymstoku

Generalny wykonawca: Budimex-Dromex S.A.

Zakład unieszkodliwiania odpadów w Siedliskach koło Ełku Budownictwo przemysłowe.

W Siedliskach koło Ełku powstanie nowoczesny zakład unieszkodliwiania odpadów, spełniający wymagania Najlepszej Dostępnej Techniki (BAT). Palisander dostarcza systemy szalunkowe na budowę zakładu, który stanowić będzie centralną instalację zagospodarowywania odpadów z regionu zlokalizowanego w województwie warmińsko-mazurskim w 4 powiatach, na terenie 12 gmin. Projektowany w ramach przedsięwzięcia system gospodarki odpadami obsługiwać będzie docelowo 154 231 mieszkańców. Ze względu na linie technologiczne postawiono na wysokie wymagania w zakresie dokładności wykonania konstrukcji. Szalunki systemowe RASTER (fot. 17), LOGO oraz TRAPEZ (fot. 18) pozwoliły na wykonanie elementów żelbetowych według zakładanych norm odchyleń.



Fot. 17. System Raster wykorzystany do wykonania podciągów



Fot. 18. System Trapez do ścian krzywoliniowych

Generalny Wykonawca: PRIBO-EPB Sp. z o.o.

Aqua Park w Suwałkach Wodne miasteczko w północno-wschodniej Polsce

Projekt Aquaparku został podzielony na trzy części: basen sportowy, część sportowo-rekreacyjną oraz część odnowy biologicznej, która wraz z aneksem saunowym, stanowi zaplecze rehabilitacyjno-wypoczynkowe.

Zróżnicowana konstrukcja budynku oraz specyficzne wymagania sprawiły, że na budowie wykorzystywany był szeroki wachlarz systemów szalunkowych stosowanych niejednokrotnie do podparcia konstrukcji nie tylko żelbetowych. Stropodach nad halą basenu rekreacyjnego i halą basenu sportowego utworzyły dźwigary trapezowe z drewna klejonego. Stropodach nad częścią odnowy biologicznej, holem i częścią biurową jest płytą monolityczną opartą na słupach żelbetowych o siatce $4,95 \times 6,00$ m i $7,60 \times 6,00$ m (fot. 19), powstał przy wykorzystaniu systemu dźwigarkowego PAL-20. Do podparcia wykorzystywane były standardowe podpory stropowe o wysokości do 550 cm oraz podpory ramowe ID15. W najwyższym punkcie zaplanowano strop na wysokości prawie 7 m. Do wykonania ścian stosowany był system LOGO (fot. 20). Ściany łukowe o zróżnicowanych krzywiznach i różnych promieniach

zostały wykonane przy pomocy systemu TRAPEZ. Słupy prostokątne (20-60 cm) i wysokości do 9 m powstały za pomocą szalunku słupa PAL S4.

Powierzchnia użytkowa razem z nieckami basenów rekreacyjnych wynosi 10 127,2 m².



Fot. 19. Budowa Aquaparku w Suwałkach



Fot. 20. Szalunek Logo – budowa Aquapark w Suwałkach

Generalny wykonawca: UNIBEP S.A.

Saska Kępa w Warszawie Nowoczesność + tradycja

W jedenastu budynkach osiedla Saska Kępa, zbudowanego na 6,5-hektarowej działce, powstanie łącznie 1585 mieszkań. Realizację całości inwestycji zaplanowano jako projekt trzyetapowy. Palisander kompleksowo zaopatruje budowę w systemy szalunkowe zarówno I (fot. 21) jak i II etapu tej wielkiej inwestycji w segmencie budownictwa mieszkaniowego.

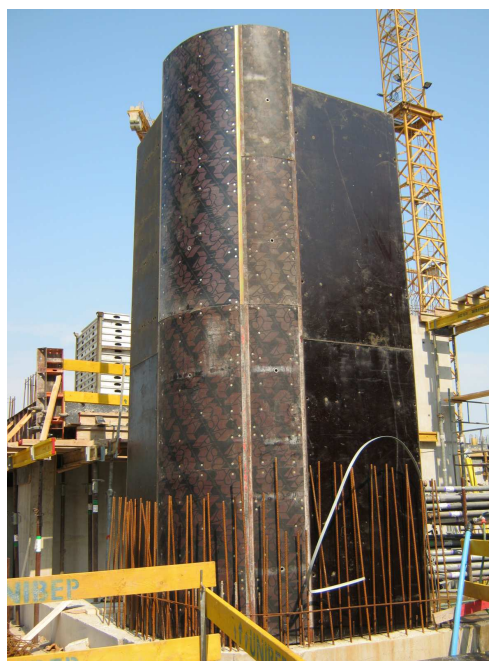
Budowa należy do najbardziej prestiżowych ze względu zarówno na jej rozmiar powierzchniowy jak i długość trwania wszystkich etapów. Kompatybilność wszystkich systemów dostarczanych na budowę powoduje

sprawne wykorzystanie całego potencjału na budowie (fot. 22). Do wykonania ścian wykorzystuje się elastyczny i sprawdzony na wielu budowach system Logo, stropy wykonywane są przy pomocy systemu Pal-20. Jako zabezpieczenie krawędzi stropów wykorzystuje się słupki oraz ściski barierek ochronnej. Palisander zapewnia ze swojej strony pełną obsługę techniczną, monitoring kosztów budowy, odbiory jakościowe i ilościowe na budowie.

Nowe osiedle mieszkaniowe, pomimo nowoczesnego charakteru, będzie kontynuacją tradycji i niezwykłego klimatu Saskiej Kępy. Architekci wkomponowali w jego plan las z naturalnym poszyciem leśnym.



Fot. 21. Osiedle Saska Kępa – Etap I



Fot. 22. Kompatybilność systemów Trapez i Logo

Generalny wykonawca: UNIBEP S.A.

NEW TOOLS IN PROJECT SCHEDULING. CHALLENGES OF THE CONSTRUCTION PROJECT PLANNING

Orsolya BOKOR*, **Tamás KOCSIS**, **Gabriella SZENIK**

Szent István University, Ybl Miklós Faculty of Architecture and Civil Engineering, Department of Construction Management,
Budapest, Thököly út 74., H-1145

Abstracts: The traditional (e.g. Gantt chart) and modern (network modeling) scheduling techniques reach their limits quite soon in case of large projects. In case of thousands of activities, the current methods do not provide an effective evaluation. This paper would like to show tools that can solve the above-mentioned problem. We have several options for handling these matters effectively. For example: fine scheduling based on resource and cost use, innovative solutions for printing of complex schedules. The latter includes the poster-like presentation of several plan details. These applications can be considered novelties in project planning methodology.

Keywords: construction technology models, network planning, project planning, resource planning.

1. Historical overview

The word 'project' originates from the Latin word 'projectum', which comes from another Latin word 'proicere' meaning 'to throw forward' (Merriam-Webster). The term originally meant 'something that comes before anything else happens'. According to the Merriam-Webster Dictionary, its first known use can be dated back to the 15th century. However, we would like to start this overview at the very end of the 19th century instead.

1.1. Traditional Planning Techniques

The era of traditional planning techniques started in 1916 when Henry Gantt's 'Work, Wages, and Profits' was published. However, Gantt published an article as early as 1903, where his brand-new method of visual display appeared.

1.1.1. Gantt Chart

Karol Adamiecki developed a new type of diagram, which can be seen in Figure 1, in 1896. Even though he called it the harmonogram, we know it today as the Gantt chart. This contradiction could occur due to the fact that Adamiecki had not published his diagram until 1931, and even then only in Polish.

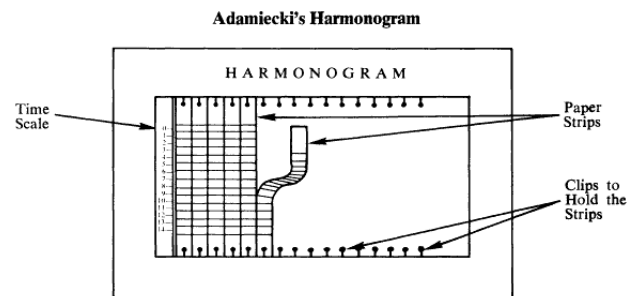


Fig. 1. Harmonogram (source: <http://en.wikipedia.org>).

The Gantt chart is basically a bar graph: time is represented on the horizontal axis and the activities are on the vertical one. Bars are drawn between the starts and finishes of the tasks. As an improvement, in order to be able to display the level of completion as well, another bar appeared in the strip of the activity. This line began at the actual start and ended at the date belonging to the percent of completion. See Figure 2 for an example.

Of course, this method has its disadvantages as well, but it cannot be denied that this is the most widespread way of displaying project plans. Another proof of its marvelousness is the fact that, even after almost a hundred years, it is applied in every project planning program. Naturally, the Gantt chart has been constantly developed, which will be discussed later.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: bokor.orsolya@ybl.szie.hu

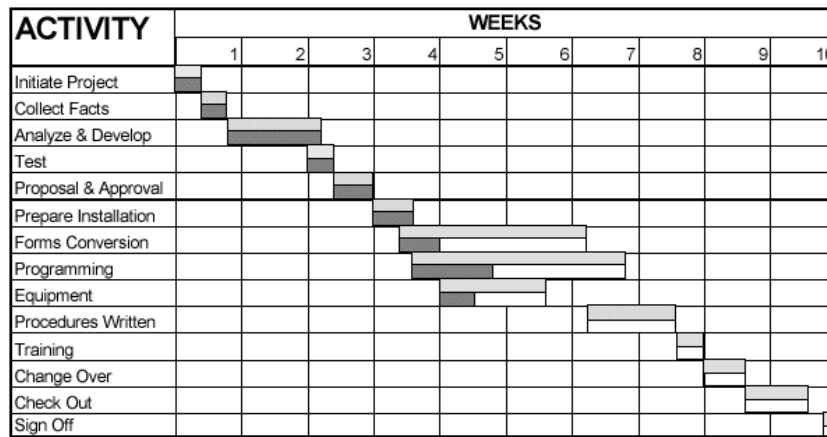


Fig. 2. Example of a Gantt Chart (Source: Implementing change, Dr. Ben S. Graham Jr., http://www.worksimp.com/articles/implementing_change.htm).

1.1.2. Cyclogram

One of the downsides of using a Gantt chart is that it does not indicate the technological problems, spatial troubles. The intensity of the activity and the performance determined by the resources do not show on a Gantt chart. In order to avoid the above-mentioned situation, construction industry uses the cyclogram.

On the vertical axis the percent of completion is represented as the function of time. As a result, the technological problems will be obvious. For instance, Figure 3 shows a pipeline construction example. At one section the laying of the pipes precedes the excavation, which is impossible, of course. In case of infrastructural constructions, line-like projects, eg. highway, railway, sewage system etc. construction, a cyclogram is a useful way of displaying the project plan. In such instances, the cross-sections are represented on the vertical axis. This method can be applied when the spatial planning of especially risky projects is key. For example, in case of The M0 Northern Danube Bridge Construction, Hungary project (<http://www.eszaki-hid.hu>), a cyclogram was made for the construction of the two pylons.

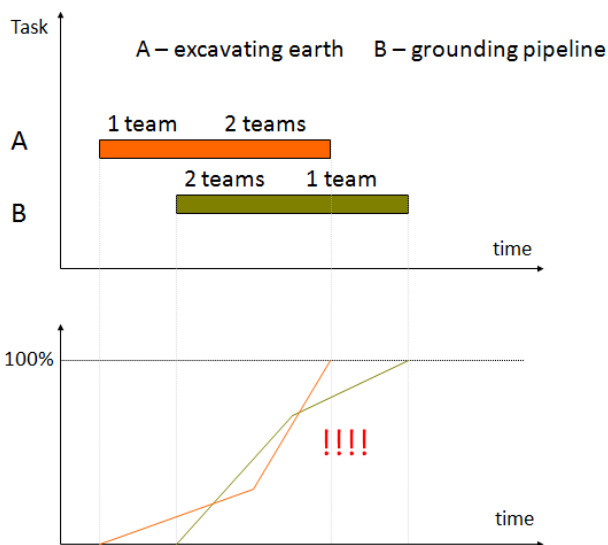


Fig. 3. Example of a cyclogram (source: own educational material).

1.2. Network planning techniques

Network planning and together with that modern project management was born in 1959 when the CPM network was created by Kelley and Walter (1959). The network is a graph with directed edges. The activity durations are given in a deterministic way. The longest path, the critical path, gives the project duration. PERT (Program (or Project) Evaluation and Review Technique) is similar but here the task durations are determined in a stochastic way.

Figure 4 shows an example for the CPM network. The vertices are illustrated by circles, these are the events and the arrows stand for the directed edges, which are the activities. The events are certain dates that mark the finish of the tasks that are directed towards them and the start of other activities that come out of them. The numbers in the nodes show the early and late occurrence of the events. The red line demonstrates the critical path. In this example, the project duration is 17 days. This technique is capable of storing the logic that has created it; the connections between the tasks are shown. Consequently, the possible modifications can be dealt with more conveniently. If, for example, one activity duration is changed, there is no need for making a whole new plan, only the network has to be recalculated.

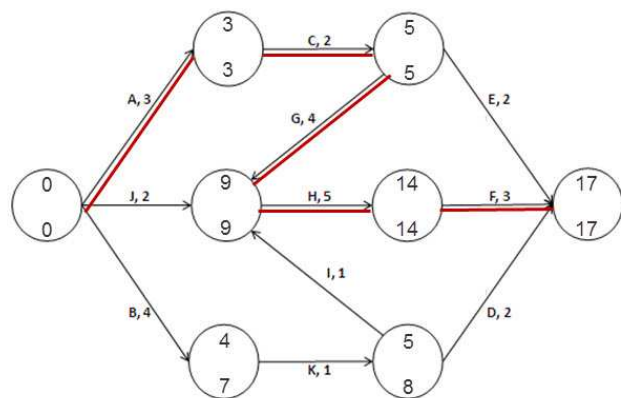


Fig. 4. Example for a CPM Network (source: own educational material).

Of course, this method has its disadvantages as well. For instance, only simple dependencies can be handled. Usually the tasks are carried out parallel to each other, which requires the definition of more complex relationships. For the management of this a new network technique was needed. It is the so-called Precedence Diagramming Method (PDM), which is frequently referred to in Europe as MPM (Metra Potentials Method). In connection with this technique two names have to be mentioned: Roy (1959) and Craig (1964).

This method allows the definition of more than one and more complex logical dependencies between activities.

Figure 5 shows an example for the PDM network.

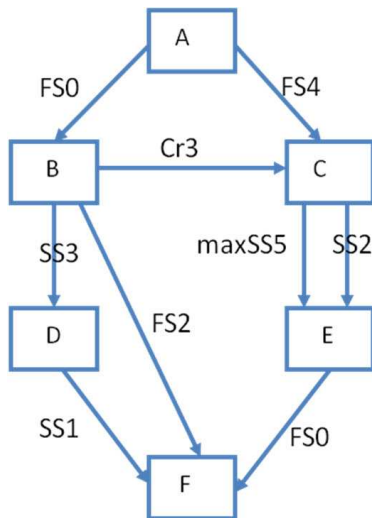


Fig. 5. Example for PDM Network (source: own educational material).

As opposed to the CPM network, in this directed graph the vertices represent the tasks and the edges the relationships between them. A very important criterion is that the activities have to be carried out with the same intensity and without interruptions as shown in Figure 6.

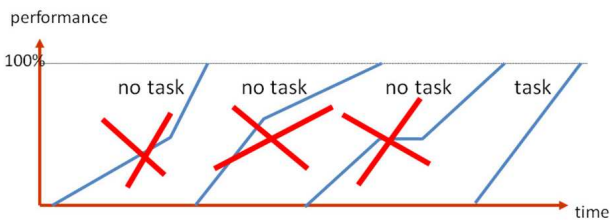


Fig. 6. Definition of Activities in a PDM Network (source: own educational material).

All tasks have two distinguished points: the start and the finish, which are somehow connected to other activities' distinguished points. The successor is a task whose distinguished point depends on another task's, the predecessor's, distinguished point (Hajdu, 1996b).

The following minimal-type relationships are allowed to be defined in a PDM network:

- SSz At least z amount of time should pass between the start of the predecessor and the start of the successor;

- FSz At least z amount of time should pass between the finish of the predecessor and the start of the successor;
- FFz At least z amount of time should pass between the finish of the predecessor and the finish of the successor;
- SFz At least z amount of time should pass between the start of the predecessor and the finish of the successor.

The following maximal-type relationships are allowed to be defined in a PDM network:

- maxSSz Maximum z amount of time could pass between the start of the predecessor and the start of the successor;
- maxFSz Maximum z amount of time could pass between the finish of the predecessor and the start of the successor;
- maxFFz Maximum z amount of time could pass between the finish of the predecessor and the finish of the successor;
- maxSFz Maximum z amount of time could pass between the start of the predecessor and the finish of the successor.

Any combination of the above-mentioned logical dependencies is allowed to be defined between any two tasks. The most common combination is the pairing of the SSz relationship with FFz. Therefore, they can be merged into one single relationship (Figure 7), the so-called critical relationship. (Hajdu and Klafszky, 2002)

- ·Crz There should be at least z amount of time between the predecessor and successor activities in every cross-section;
- ·maxCrz There could be maximum z amount of time between the predecessor and successor activities in every cross-section.

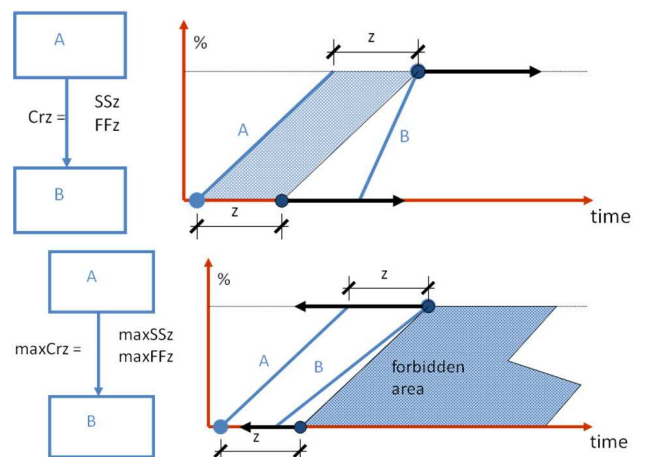


Fig. 7. Minimal and Maximal-type Critical Relationships (source: own educational material).

In order to summarize the theoretical knowledge described so far and to show the practical application of the PDM network, here is a very simple example from the construction industry.

Example: Shoring (B) can start after the excavation (A). The shoring material is transported here from another trench section, after its backfill. The trench cannot stay unshored for more than a day. Figure 8 shows the correct logical dependencies in both a PDM network and a Gantt chart.

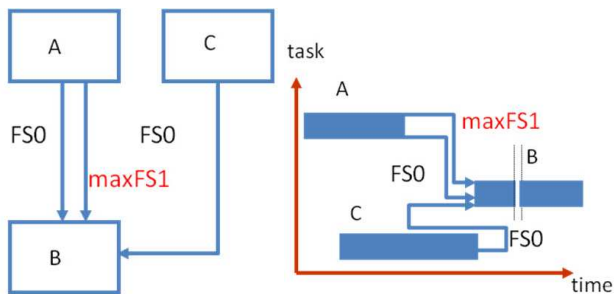


Fig. 8. Practical Application of PDM Technique (source: own educational material).

The historical overview of the network planning helps us understand why project planning in the construction industry is a special field and why these new, innovative solutions and project planning tools are very much needed.

2. Project Planning in the Construction Industry

Project planning varies from one industrial branch to another. The expectations are entirely different in case of IT, bank or construction industry projects. Even within one branch there could be many types of demands, aims and realization. Totally different approaches are anticipated in case of an office building, highway or metro construction. Naturally, the general characteristics of project management are present everywhere. In addition, the special features of the industry branches render the making of correct plans difficult (PMI, 2006; Hajdu, 1996a).

2.1. Characteristics of the construction industry

The specific features of the construction industry fundamentally determine the main directions of project planning. The most important characteristics are the following:

- Site of works are spread out: every project is carried out at a different location. Consequently, the given environment affects the realization.
- Great volume: the volume of the projects is large compared to the size of the companies. It is possible that only one or two projects give 90-95% of the annual income of the firm. This could be a huge burden because even smaller mistakes, which are mostly irreversible processes, can result in enormous costs.
- Uncertainties: variations of any kind – for example a change in the client's demands, scope or in the applied technologies or materials – can occur in any phase of the project. As a result, the costs are

constantly changing as well. Generally the contract has to be modified as a consequence too.

- Uncertainties in design: usually, bids have to be made based on incomplete plans, and the lack of information makes the precise planning of costs and returns impossible.
- Many stakeholders: communication between the stakeholders is of great importance. The main problem is that the stakeholders can change or appear in different roles. Communication requires considerable resources and time.

2.2. Problems with Modeling the Special Characteristics

In the following sections, some important problematic areas are discussed, which construction industry expects of today's modern project planning to solve.

2.2.1. Modeling Technological Problems

The applied technology is a key factor in the phase of construction. Consequently, the planning and modeling of it are of great importance. The following two examples attempt to shed a light on the significance of taking the applied technology into account at the stage of planning as well.

- a) Two activities have to be performed by the same expensive machine. Due to the fact that the machine is rented, the time spent on site should be minimized and there should not be a break between the two activities. What are the correct task dependencies?

The solution can be seen in Figure 9. When modeling the situation, minimal-type relationships will not suffice. Version P0 seems correct but if the activity duration of C increases (version P1), there is going to be one day when the machine is paid for no work at all. By defining a maximal-type relationship between A and B (P2), the one-day break can be avoided and an adequate modeling of the situation can be created.

- b) A long trench should be excavated. The breaking of the pavement is performed by a hydraulic excavator with a breaking attachment, while the excavation is performed by the same type of excavator with a trenching bucket attachment. There should be a two-day safety distance between the two excavators. What kind of task dependency should be defined between the two activities?

The solution can be seen in Figure 10. The correct relationship is Cr2, in other words the combination of a Start-to-Start and Finish-to-Finish dependencies. Applying only one of the two can result in technological problems. For example, if we only define SS2, then the excavation may finish before the breaking of the pavement. In this case, the logical relationships should be revised every time the activity duration changes. If the critical relationship is used, the result will always be technologically correct. Applying a Finish-to-Start relationship may bring about longer project duration.

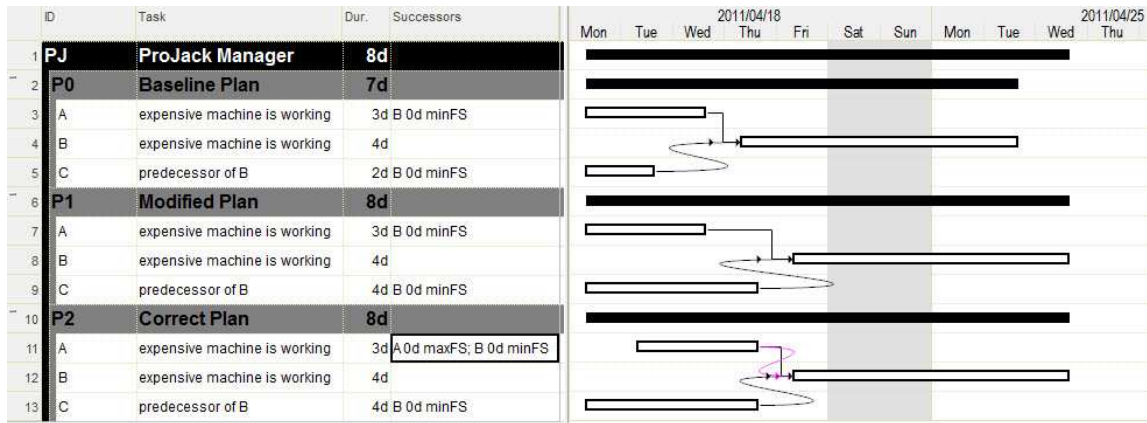


Fig. 9. Problem 2.2.1/a.

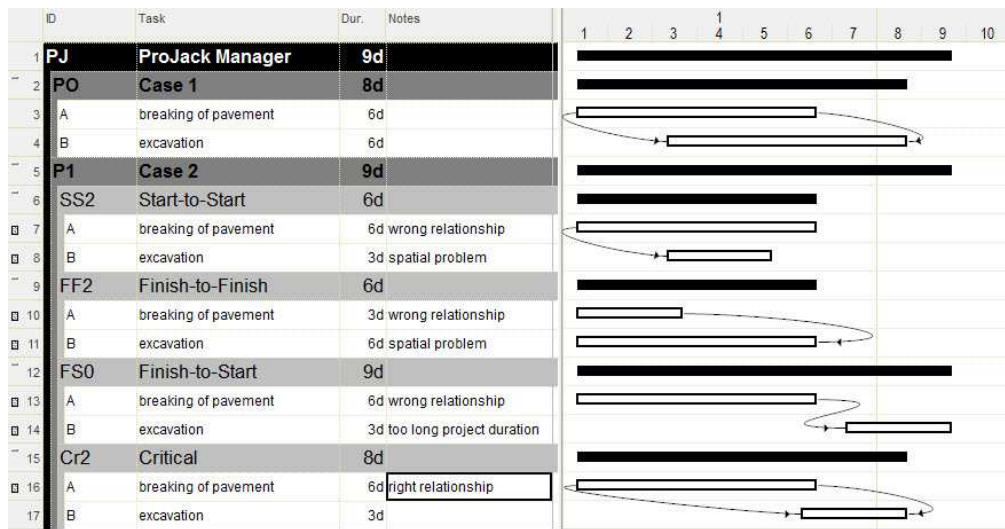


Fig. 10. Problem 2.2.1/b.

2.2.2. The Effects of Resource Allocation on Costs

How the resources are utilized is especially important in case of all kinds of projects. Consequently, special attention has to be paid to the effective use of resources concerning construction industry projects as well. In order to facilitate finding the ideal solutions, all project planning programs should handle assigning resources to tasks and resource planning. Every application manages resources

in a different way; we would like to concentrate on just one example.

The utilization of the two excavators (mentioned in problem 2.2.1/b) can be seen in Figure 11. There are only three machines of each kind. The color green shows this limit, red marks where more machines would be needed than the maximum. According to this plan, six excavators would be needed instead of three. At the bottom of the figure those activities are listed to which excavator 1 is assigned.



Fig. 11. Resource Plan before Fine Scheduling.

It is an important feature of every project planning tool how flexibly it can handle the mathematical models of the network plans when it comes to practical applications. For instance, defining primary and scheduling constraints can be allowed in order for the user to be able to perform fine scheduling. Figure 12 shows the result of fine scheduling. In this case, logical relationships were defined in order to avoid the overloading of resources. Another option would have been to use the built-in resource planning application of the software. With the help of resource allocating algorithms in the program, time or resource constrained planning can both be performed (Görög, 2003).

2.2.3. Connection between the Budget and the Schedule

Cost plans of construction industry projects are usually more complex than those of other type of projects. Generally the breakdown of costs differs from the breakdown of activities. Budget items show us probable

expenses and returns but these should be somehow connected to the activities of the schedule. There could be different kinds of combinations. Figure 13 shows the possible approaches.

Modell (A) illustrates the scheduling based on resources, where the costs of the activities are calculated from the cost of the assigned resources. Modell (B) demonstrates the connection between the schedule and the budget, where the budget items, and costs and returns together with them, are assigned to the tasks. This could be typically done by a general contractor, then the items contain the costs of the subcontractors. Modell (C) is a complex solution: returns can be calculated on the side of the tasks, while their costs come from the costs of the resources assigned to the items. High-standard project planning requires the application of such models or even the combinations of them. This renders the effective use of Earned Value Management (EVM) in project control viable.

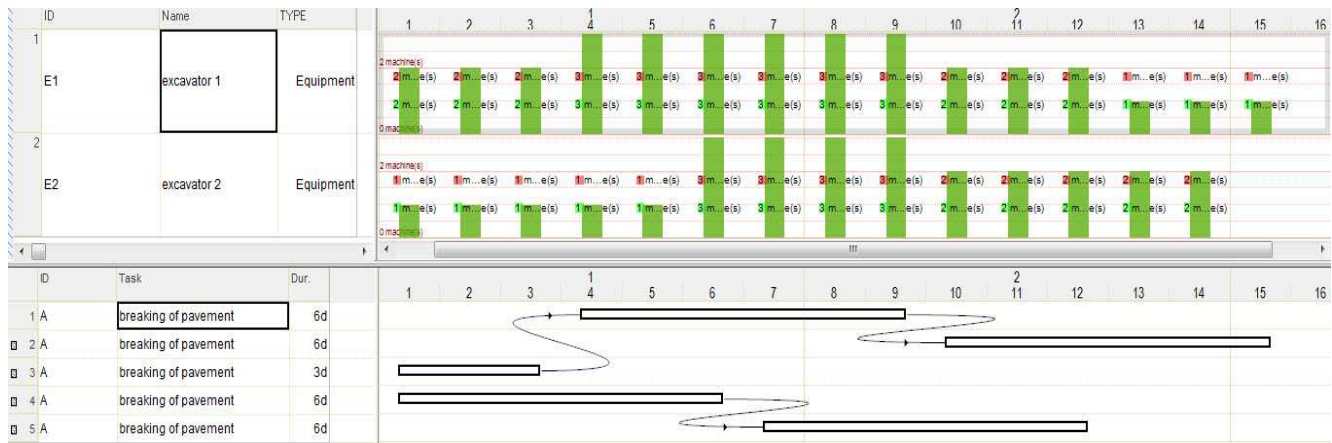


Fig. 12. Resource Plan after Fine Scheduling.

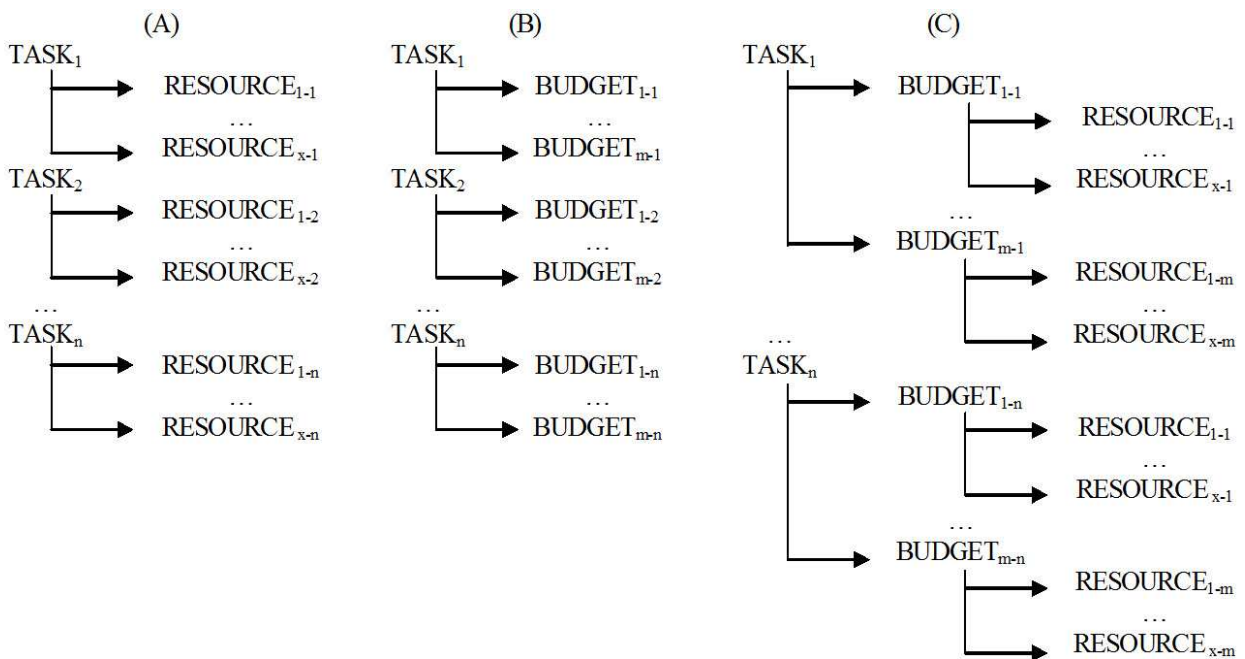


Fig. 13. Types of Construction Industry Schedules Based on Assignment.

2.2.4. Visualization

The visual display of project plans is a key factor in gaining information about them very quickly. In the following examples, some demands concerning the appearance of the plans are listed.

- 1) In case of railway construction projects, not only the cyclogram is able to display the plan in the most ideal way, the timescale units of the Gantt chart can be set differently as well. There could be certain tasks in the beginning of the project that are many months long or at the end that are weeks long. However, there could be a short period where the unit should be day or minute even, for example, in case of shutdowns. It is a great challenge for the current programs to create a schedule that can be printed well. This kind of plan can be fitted to an A0 sized paper, but without the scale segmentation it could be three or four pages. Moreover, usually there is a lot of empty space on a schedule, where we can place other important information, thus creating poster-like representations. The following example is too large to be put in this article but it can be accessed via the link given below: <http://www.projackmanager.com/sites/www.projackmanager.com/files/projack2010.pdf>
- 2) Another requirement could be that the representation of task should provide extra information other than the start and the finish of the given activity. The last few years saw great development in this topic, including big software companies. For instance, the critical and non-critical or the finished and in-progress tasks can be displayed in different ways. The state according to the baseline plan can also be shown. In case of high-standard plans, it should be indicated, if to the given task another calendar is assigned that is different from the basic calendar. For example, if work is performed even in the night shift, then that activity should be distinguished from the others.
- 3) Furthermore, it is also expected that not only time-type data should be displayed but cost-type data as well. This way it can be shown how the costs and returns change over time and by tasks (Figure 14) and budget items.

3. Conclusion

In summary, it could be concluded that in case of construction industry projects numerous functions and

solutions are required in order to create a detailed project plan that are not necessary in case of general project planning. Examining the features of the existing project planning applications, it cannot be stated that any one of them is more suited to the planning of construction projects than the others. (<http://www.projackmanager.com>, <http://www.microsoft.com/project>, <http://www.oracle.com>, <http://openproj.org>).

However, it can be expounded that there is a connection between the detailedness and complexity of the project plan and the flexible application of the network planning techniques' system of conditions. If the goal is a project plan that does not require detailed technological models, special tasks and resources, then the general project management programs are sufficient. If special features of the construction industry have to be modeled, it is worth using programs tailored for the planning of construction projects. In case of larger projects, the project duration and the size of the project allow us to create plans that are detailed enough to adequately model the technology as well. Experience proves that the energy invested in detailed project planning and control recoups during the realization of the project.

References

- Hajdu M. (1996a). Network Scheduling Techniques for Construction Project Management. *Kluwer Academic Publisher*. ISBN 0-7923-4309-3.
- Hajdu M. (1996b). PDM Time Cost Trade Off: Activities Are Splittable or Non-Splittable. *Optimization*, Vol. 38, 155-171.
- Kelley J.E., Walker M.R. (1959). Critical Path Planning and Scheduling, In: *Proc. the Eastern Joint Computer Conference*, Boston.
- Roy B. (1959). Theorie des graphes: Contribution de la theorie desígraphes a l'etudede certains problemes linearies. *Comptes rendus des Seances de l'Academie des Sciences, seence du Avril 1959*, 2437-2449.
- Craig J. (1964). IBM Users Manual for IBM 1440 Project Control System.
- Görög M. (2003). A projekttervezés mestersége. *AULA*, Budapest,
- Hajdu M., Klafszky E. (2002). Hálós tervezési technikák az építések tervezésében és irányításában. *Műegyetemi Kiadó*, Budapest.
- PMI (2006). Projektmenedzsment útmutató - PMBOK Guide. *Akadémiai Kiadó*, Budapest.

PERI – LIDER TECHNOLOGII SAMOCZYNNEGO WSPINANIA DOŚWIADCZENIE, WIEDZA, INNOWACJA

PERI POLSKA Sp. z o.o., ul. Stołeczna 62, 05-860 Płochocin, www.peri.pl

Streszczenie: W centrum Wrocławia powstaje najwyższy w Polsce kompleks handlowo-apartamentowy SKY TOWER. Budowa składa się z części handlowej o powierzchni 120 000 m², 18-kondygnacyjnego biurowca oraz budynku wieżowego o łącznej wysokości 212 m. Z uwagi na skomplikowaną i wymagającą konstrukcję obiektu Wykonawca zdecydował się na zastosowanie bezpiecznej i niezależnej od pracy żurawia kombinacji systemów samoczynnego wspinania. PERI wdrożyło system osłon zabezpieczających RCS z sprefabrykowanym deskowaniem VARIO do formowania belki obwodowej oraz system samoczynnego wspinania ACS wraz z deskowaniem ramowym TRIO do wykonania trzonu obiektu. Zastosowanie tej technologii w połączeniu z szybkim w montażu systemem stropowym SKYDECK pozwala Wykonawcy na realizację kondygnacji w cyklu 5-dniowym.

1. Wprowadzenie

Postęp jaki dokonuje się obecnie w dziedzinie architektury wyznacza przyszły kierunek rozwoju budownictwa. Wielkie budowle, które jeszcze całkiem niedawno były niewyobrażalne, powstają na całym świecie o kształcie, wielkości i wysokości przewyższającym dotychczasowe możliwości. Inwestorzy i architekci prześcigają się w realizacji wyjątkowych projektów i równocześnie zwiększają wymagania efektywności czasu, bezpieczeństwa i ekonomiczności realizowanej budowy. To z kolei stawia ambitne zadania przed Wykonawcami i dostawcami najbardziej zaawansowanych technologii. Dotyczy to zwłaszcza realizacji budynków i obiektów o znacznych wysokościach.

PERI jest największym na świecie producentem technologii deskowań i rusztowań. Ponad czterdziestoletnia praca specjalistów, ich przełomowe wynalazki i innowacje przyczyniają się do usprawniania i racjonalizacji procesów budowlanych. PERI jest niekwestionowanym liderem w zakresie nowych technologii i od początku swojej działalności przeznacza znaczne środki na rozwiązania innowacyjne oraz stale doskonali i rozwija sprawdzone systemy. Dotyczy to wszystkich rodzajów budownictwa, a w szczególności budownictwa inżynierskiego.

Opracowanie przez PERI technologii samoczynnego wspinania znacznie usprawniło realizację skomplikowanych konstrukcji inżynierskich. Stosowane rozwiązania PERI ACS – *Automatic Climbing System* oraz RCS – *Rail Climbing System* to produkty wiodącej techniki inżynierskiej oparte na wieloletnim doświadczeniu zdobytym w trakcie licznych inwestycji. PERI jako prekursor i niekwestionowany lider w dziedzinie nowoczesnej techniki deskowań od ponad 40 lat zwiększa innowacje w tym obszarze, dzięki czemu

zapewnia ekonomiczność, szybkość oraz bezpieczeństwo prowadzenia robót przy wznoszeniu obiektów wysokich.

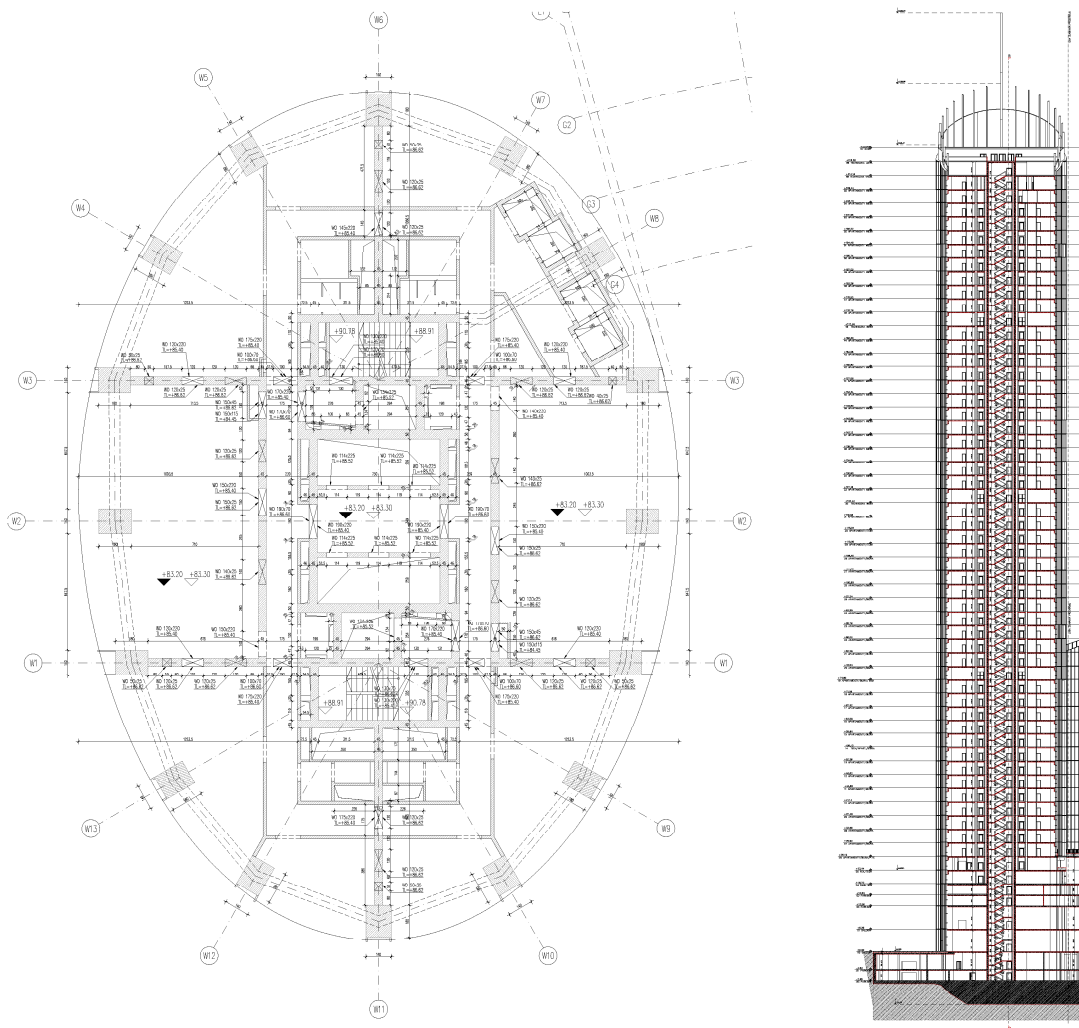
PERI Polska ma tutaj szczególne doświadczenie zdobywane przez wiele lat przy kluczowych inwestycjach w Polsce oraz biorąc udział w projektach międzynarodowych. Dzięki temu gwarantuje swoim partnerom pewną, bezpieczną i terminową realizację powierzonych zadań. Dowodem tego są setki mostów i innych obiektów inżynierskich zrealizowanych z zastosowaniem systemów PERI.

2. Systemy deskowań i rusztowań PERI – optymalne rozwiązania dla każdej budowy

Pierwszym etapem jest profesjonalny dialog z klientem. Na podstawie zebranych informacji opracowano założenia potrzebne do przygotowania rozwiązań technologicznych dla poszczególnych elementów budowli. Tym samym budynek został podzielony na kilka zadań podlegających opracowaniu w wariantach podlegających analizie mającej na celu wyważony stosunek ceny do usługi.

Zadania technologiczne zostały podzielone na:

- ściany trzonu – rozwiązania w systemach VARIO i TRIO,
- pomosty samoczynnego wspinania z platformami do formowania ścian trzonu w systemie ACS,
- pozostałe ściany – rozwiązania w systemach VARIO i TRIO,
- słupy – rozwiązania w systemach VARIO i TRIO,
- stropy – rozwiązania w systemach MULTIFLEX i SKYDECK,
- szczelne osłonięcie stanowisk pracy wraz z pomostami roboczymi w system RCS.



Rys. 1. Rysunki do przygotowania rozwiązań

W wyniku analizy wymagań klienta i na podstawie opracowanych propozycji wspólnie z ekspertami PERI i osobami odpowiedzialnymi na budowie powstało zoptymalizowane rozwiązanie w zakresie deskowań i rusztowań. Dla każdego zadania wykonano kompleksowe opracowanie technologiczne składające się z rysunków i Dokumentacji Techniczno Ruchowych.

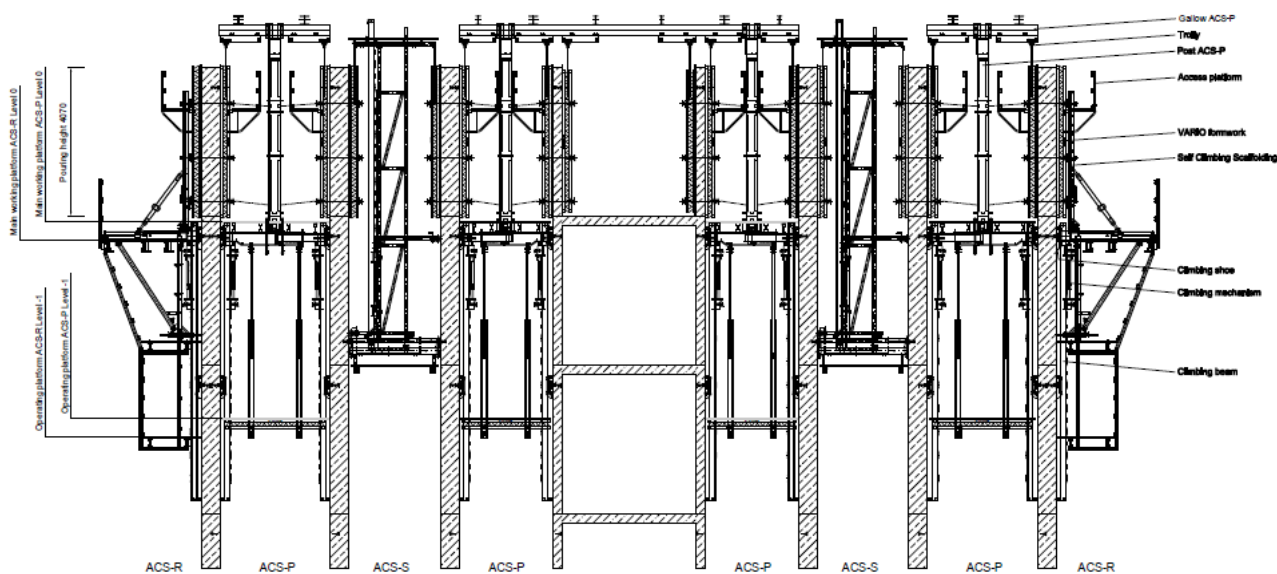
System samoczynnego wspinania ACS jest specjalistycznym urządzeniem projektowanym do etapowego wykonywania konstrukcji żelbetowych budowli. Deskowania oraz pomosty robocze tworzą integralny układ, który napędzany jest siłownikami hydraulicznymi. Mechanizm wspinania umożliwia samoczynny przesuw jednostek roboczych do góry lub na dół, dzięki czemu do przemieszczania systemu nie jest potrzebny żuraw. Zadeskowanie, rozdeskowanie i wspinanie odbywa się bez jego użycia, co znacznie przyspiesza postęp robót na budowie oraz umożliwia efektywne wykorzystanie go do innych prac. Przy tak wyrafinowanej technologii ogromne znaczenie ma zachowanie najwyższych standardów bezpieczeństwa. Optymalnie projektowane pomosty zapewniają personelowi budowy komfortową i bezpieczną pracę w każdych warunkach atmosferycznych. W ten sposób realizacja może przebiegać szybciej, sprawniej

i zdecydowanie wydajniej. Wszelchstronność oraz uniwersalność pomostów systemu ACS umożliwia także w większości przypadków przenoszenie znacznych, dodatkowych obciążeń roboczych, jak na przykład zapas stali zbrojeniowej na kolejny etap betonowania lub maszt podajnika pompy do betonu. Indywidualnie opracowywane projekty zastosowania systemu ACS, dostosowane do najbardziej wymagających geometrii budowli i potrzeb Wykonawców pozwalają znaleźć najkorzystniejsze rozwiązania i gwarantują sukces budowie.

Wykonywanie robót budowlanych na znacznych wysokościach i przy skrajnie napiętych terminach realizacji z zachowaniem bezpieczeństwa i higieny pracy jest w przypadku trudnych realizacji szczególnym wyzwaniem. Z myślą o podniesieniu efektywności pracy i jednocześnie wyeliminowaniu możliwości upadku z wysokości PERI wdrożyło system osłon zabezpieczających PERI RCS. Urządzenia te stosowane są zwykle przy budowie wysokich budynków i stanowią pełne zabezpieczenie krawędzi stropów dwóch wykonanych i wykonywanej kondygnacji.

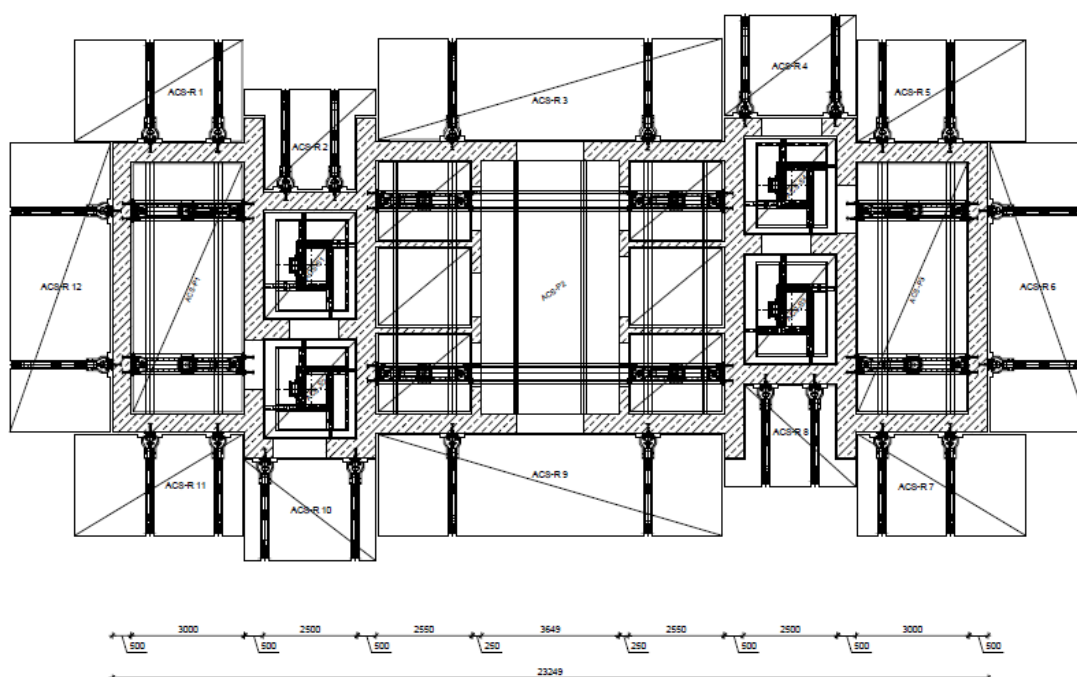
Typical Section - Self Climbing System ACS-P, ACS-R and ACS-S

M 1:50



Layout Climbing System
Planview - Typical Floors 7 - 52

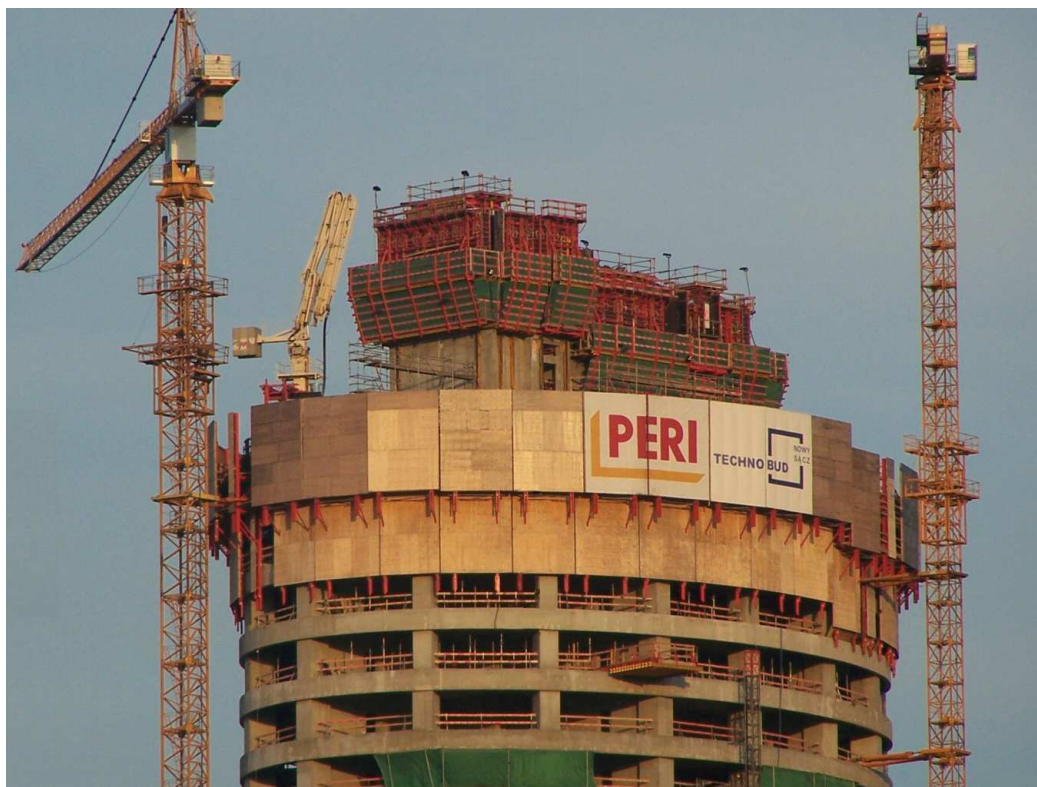
scale 1:50



Rys. 2. Przykładowe rysunki ofertowe dla pomostów ACS

System RCS to nie tylko osłona przed wiatrem i innymi czynnikami atmosferycznymi, ale dzięki swojej kompleksowej konstrukcji spełnia także dodatkowe funkcje pomostów do schodni roboczych, platform do transportu materiału oraz nośnych układów wsporczych przy wykonawstwie elementów żelbetowych. Mobilny system napędu wspinania z agregatem hydraulicznym umożliwia przestawianie poszczególnych jednostek bez użycia żurawia. W związku z tym nakłady kosztowe na zastosowanie hydrauliki są minimalne i opłacalne również dla budynków o mniejszych

wysokościach. System spełniał podwójną rolę: deskowania podciągów obwodowych oraz osłonięcia stanowisk pracy cieśli i zbrojarzy. Zastosowanie tego rozwiązania pozwoliło na znaczne zwiększenie bezpieczeństwa, efektywniejsze wykonywanie prac oraz przyczyniło się do skrócenia czasu budowy, co w konsekwencji gwarantowało osiągnięcie zamierzonych celów.



Fot. 2 Systemy pomostów samo-wspinających PERI ACS i RCS

Za pomocą technik samoczynnego wspinania ACS i RCS inżynierowie PERI racjonalizowali przebieg robót budowlanych w takim stopniu, iż tylko fizyczne właściwości, jak np. czas dojrzewania mieszanki betonowej, mogą ograniczyć dalszy postęp robót. Wysoce wykwalifikowana kadra PERI wspiera klientów w zakresie wdrażania nowoczesnych technologii. Dzięki wiedzy oraz kwalifikacjom wypracowanym na wielu budowach jest w stanie sprostać każdemu wyzwaniu. PERI Polska ma tutaj szczególne doświadczenie zdobywane przez wiele lat przy kluczowych inwestycjach w Polsce oraz biorąc udział w projektach międzynarodowych. Dowodem tego jest kilkanaście obiektów na terenie kraju, które zostały zrealizowane z zastosowaniem technologii samoczynnego wspinania. Trzeba tutaj podkreślić, iż spośród dostawców deskowań jedynie PERI stosuje tę technologię w Polsce. Jako przykład wieloletniego doświadczenia w budownictwie wysokim należy wymienić budowle zrealizowane w Warszawie (biurowce Warszawskie Centrum Finansowe, Business Research Center, Rondo 1, Pylon Mostu Świętokrzyskiego, kompleks Złote Tarasy, Platinum Towers, Hotel Intercontinental) oraz Trójmieście (Pylon im. Jana Pawła II w Gdańsku oraz wieżowce Sea Towers w Gdyni), we Wrocławiu (Sky Tower i najwyższy Polsce, wysokości 122 m, pylon Mostu przez rzekę Odrę w ciągu Autostradowej Obwodnicy). Pomimo skomplikowanej i zmiennej geometrii konstrukcji tych obiektów wdrożenie systemów PERI zagwarantowało pewną, bezpieczną i terminową realizację powierzonych zadań. W przygotowaniu obecnie jest inwestycja pod nazwą Twarda Tower w Warszawie.



Stanisław Markowicz, Kierownik Budowy:

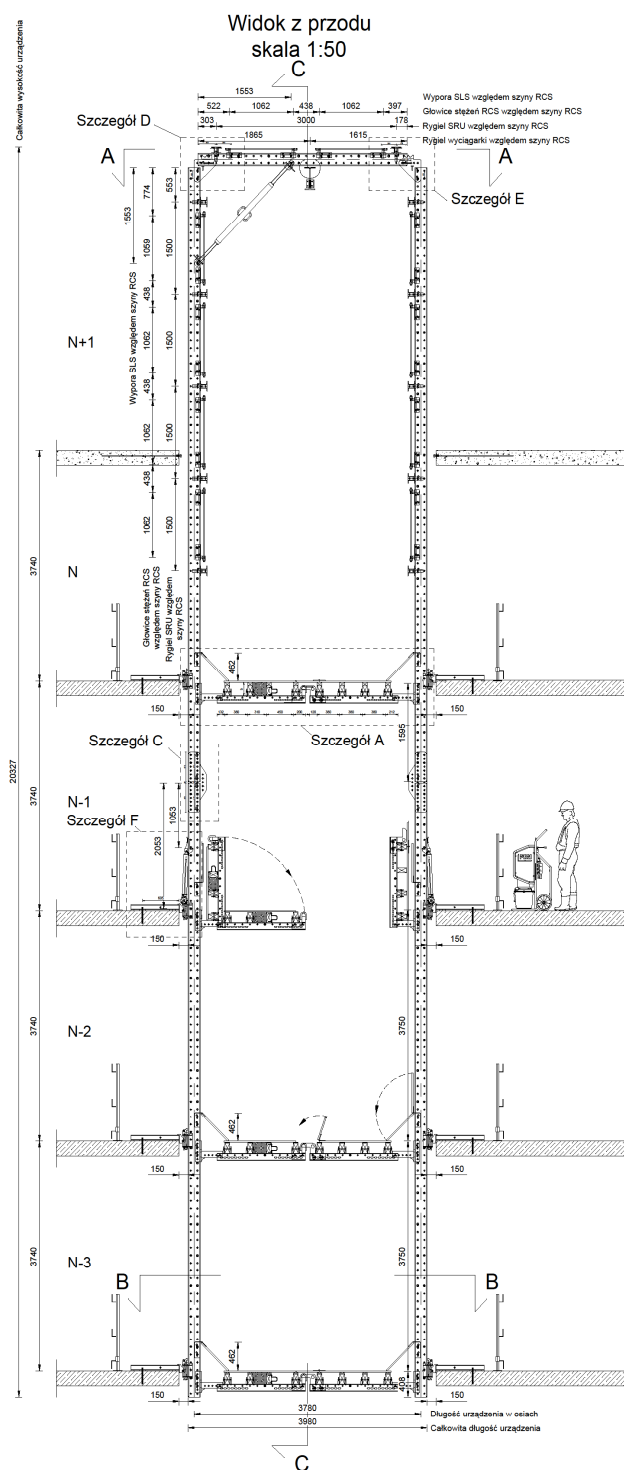
„Z firmą PERI współpracujemy od wielu lat przy dużych i małych zadaniach. Profesjonalizm oraz niezawodność kompleksowej obsługi gwarantuje nam ekonomiczność i końcowy sukces przedsięwzięć. Tak jest też w przypadku SKY TOWER, gdzie zastosowanie systemów ACS i RCS zapewnia szybki postęp prac przy minimalnych nakładach roboczych oraz bezpieczną i niezależną od żurawia realizację obiektu.“

3. Projekty PERI – kompleksowe opracowania ukierunkowane na potrzeby klienta

Na podstawie doświadczenia, wymagań klienta oraz świadomości zagrożeń przy budowach każdego rozmiaru PERI proponuje ekonomicznie optymalne rozwiązania systemowe lub indywidualnie dopasowane do potrzeb. Dla opisywanego zadania najważniejszymi czynnikami były czas realizacji, pewne wysokojakościowe rozwiązania oraz bezpieczeństwo personelu. Wraz z rozpoczęciem realizacji został uruchomiony zespół inżynierów PERI dostępnych „na żądanie” w trakcie trwania całej budowy. Technolodzy PERI współpracując z budową i reagując na potrzeby klienta opracowywali indywidualne rozwiązania mające na celu bezpieczną pracę i zwiększające jej wydajność.

Przykładowym rozwiązaniem technologicznym były podesty wewnętrzne i zewnętrzne do transportu

pionowego. Dzięki nim możliwy był sprawny transport rusztowań podporowych pomiędzy kondygnacjami już wykonanymi a będącymi w trakcie wykonywania.



Rys. 3. Indywidualne rozwiązanie PERI dla wciągarki szybowej



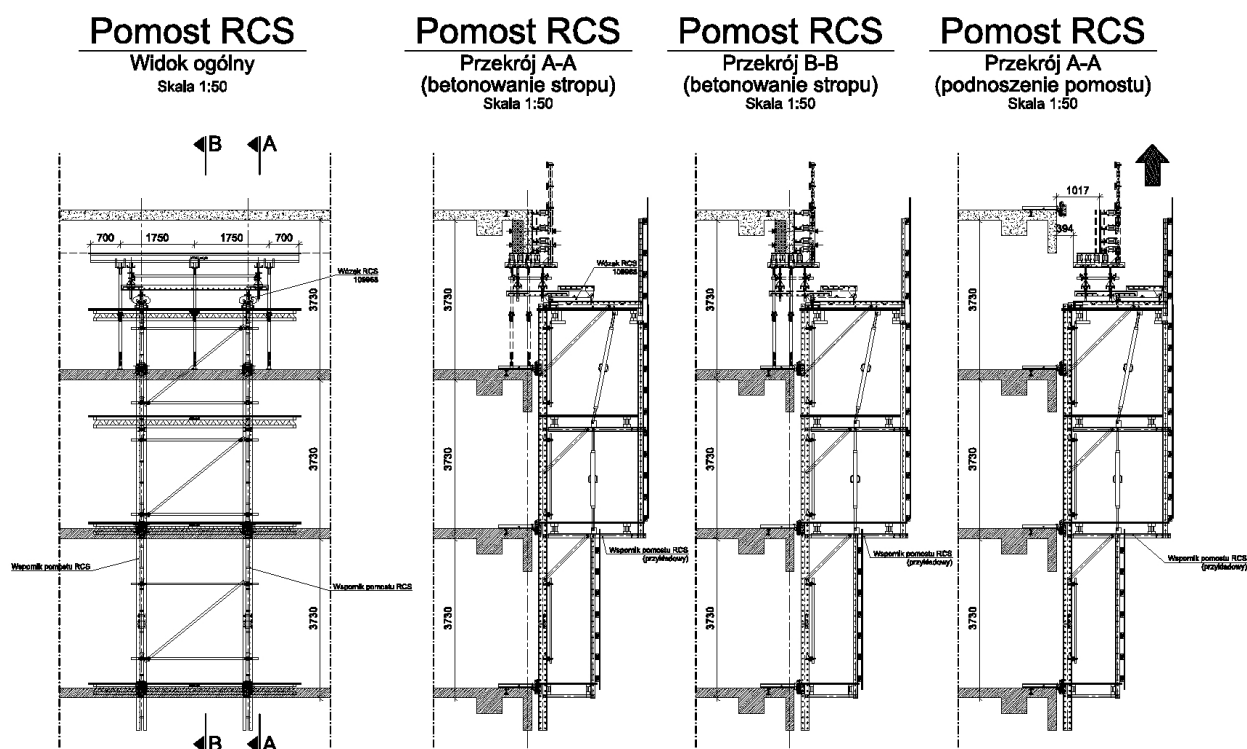
Fot. 3. Pomosty zewnętrzne do transportu pionowego (tak zwane wysuwnice)

4. Bezpieczne wyroby i rozwiązania – pewność każdej realizacji

Bezpieczeństwo człowieka i wysoka jakość efektu do którego dąży każda budowa są celem każdego pracownika PERI. Efektywna technologia produkcji, certyfikowane elementy, surowa kontrola produkcji i szczegółowe badania urzędowych instytutów wpływają na wysoki standard jakościowy wszystkich urządzeń systemowych. Dzięki temu produkty są przygotowane na uciążliwe warunki na budowie i charakteryzują się wysoką trwałością.

PERI projektuje, wykonuje i dostarcza na miejsce budowy elementy deskowań do wszystkich robót ciesielskich począwszy od wkładek a skończywszy na deskowaniach specjalnych o złożonym kształcie. Dzięki wykwalifikowanemu personelowi o rzemieślniczych umiejętnościach i profesjonalnym maszynom PERI zapewnia każdej budowie pełne wsparcie w realizacji skomplikowanych elementów. Tym samym na budowie nie ma miejsca na kosztowne improwizacje nie rzadko o słabej jakości wynikającej z braku wyposażenia, materiałów czy wolnej przestrzeni.

Przy realizacji budowy inżynierowie PERI opracowali deskowania specjalne o łukowym kształcie do wykonania podciągów obwodowych. Serwis pierwowmontażowy będący obecnie na wyposażeniu każdej bazy PERI w Polsce wykonał gotowe elementy, które następnie zostały dostarczone na budowę zapewniając tym samym szybkie i sprawne wykonanie podciągów.



Rys. 4. Rozwiązanie PERI dla deskowań podciągów obwodowych z pomostami RCS



Fot. 4. Deskowania specjalne wykonane w bazie PERI

5. Logistyka – sprawne wspieranie potrzeb każdej realizacji

Największy na świecie park dzierżawny, międzynarodowa sieć logistyczna, rozbudowane regionalne centra serwisowe w pobliżu dużych aglomeracji umożliwiają zaopatrywanie naszych klientów niezawodnie, szybko i elastycznie. Przy każdej realizacji inwestycji na jej koszt wpływa przede wszystkim czas. Dlatego każda baza PERI

w Polsce jest przygotowana do realizacji celów budowy: wysokiej jakości deskowania, w umówionym terminie i w ilości zapewniającej ciągłość realizacji.

Obecnie na budowach w Polsce obsługiwanych jest logistycznie około 50 000 ton deskowań i rusztowań PERI miesięcznie tym samym Centra Logistyczne są w stanie realizować „jakość PERI” – dla każdego Klienta i w każdym momencie.

OCENA TECHNOLOGICZNOŚCI PROJEKTÓW BUDOWLANYCH

Andrzej CZEMPLIK^{a*}, Michał IRZYK^b

^a Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
^b Eiffage Budownictwo Mitex SA, ul. Postępu 5a, 02-676 Warszawa

Streszczenie: W pracy przedstawiono propozycję oceny rozwiązań projektowych (dokumentacji projektowej) pod względem technologiczności realizacji zaprojektowanych obiektów, to jest pod względem możliwości sprawnego i efektywnego wykonania zaprojektowanych budynków, z uwzględnieniem podstawowych wymagań technologiczno-organizacyjnych. Zaproponowano model oceny punktowej, uwzględniający siedem zdefiniowanych kryteriów oceny i przeznaczony w szczególności dla oceny projektów wielorodzinnych budynków mieszkalnych.

Słowa kluczowe: projekty budowlane, technologiczność, ocena punktowa.

1. Wprowadzenie

Każdą decyzję inwestycyjną poprzedzają odpowiednie analizy. W budownictwie – oprócz analiz lokalizacyjnych – istotne są również analizy projektowych rozwiązań koncepcyjnych oraz analizy konkretnych rozwiązań projektowych w zakresie materiałów i technologii robót. Duży wybór dostępnych na rynku różnych rodzajów materiałów i wyrobów dla budownictwa mieszkaniowego sprzyja tworzeniu różnych wariantów projektowych. Ocena wariantów projektowych na ogół ogranicza się do porównania ich wartości kosztorysowych, czasów realizacji oraz ocen ekonomicznych (NPV, IRR). Tak ograniczony zakres analiz pomija co najmniej kilka istotnych czynników stanowiących o danym rozwiązaniu projektowym z wykonawczego punktu widzenia. Przedstawiony w dalszej części niniejszej pracy model oceny punktowej służy do oceny rozwiązań projektowych pod względem jakości technologicznej przedstawionych w danym opracowaniu projektowym rozwiązań materiałowo-technologicznych.

Warto tu zaznaczyć, że pojęcie technologii jest tu stosowane w znaczeniu szeroko wyjaśnionym przez Czaplińskiego (2001) i oznaczającym naukę o technikach wytwarzania (podobnie jak np. geologia oznacza naukę o Ziemi). Zagadnieniem technologiczności w odniesieniu do określonych rodzajów konstrukcji budowlanych zajmowali się w swoich pracach między innymi Augustyn i Śledziewski (1981) oraz Sadowski (1983). Zakres wymagań w zakresie technologiczności rozwiązań budowlanych opisał Jaworski (2009).

Przedstawiony w niniejszej pracy model analizy

rozwiązań projektowych nadaje się w szczególności do porównywania kilku różnych wariantów projektu tego samego budynku mieszkalnego pod względem jakości technologicznej rozwiązań wariantowych. Jego zastosowanie natomiast do oceny technologiczności projektów kilku istotnie różniących się budynków wymaga parametryzacji oraz kalibracji niektórych ocen cząstkowych, co wymagałoby uzupełnienia, którego w niniejszej pracy nie przedstawiono.

2. Model oceny punktowej

2.1. Kryteria oceny

W modelu przyjęto siedem, dalej opisanych kryteriów, dla których określono zasady punktacji od 1 do 4 punktów dla każdego z siedmiu kryteriów. Końcowa ocena rozwiązania projektowego jest sumą punktów przyznanych według każdego z siedmiu kryteriów. Rozwiązanie, które uzyska największą liczbę punktów (tj. $7 \times 4 = 28$) jest najbardziej korzystne pod względem technologiczności realizacji. W dalszej części – z uwagi na ograniczone ramy niniejszej publikacji – poszczególne kryteria oceny przedstawiono ograniczając się do skróconego wyjaśnienia warunków przydzielania punktacji według każdego z kryteriów.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: andrzej.czemplik@pwr.wroc.pl

2.2. Kryterium nakładów robocizny odniesionych do powierzchni użytkowej (KRYTERIUM A)

W praktyce budowlanej spotyka się często przypadki podobnych rozwiązań przestrzenno-funkcjonalnych, których wykonanie charakteryzuje się różną pracochłonnością. Projektanci, w szczególności stosując mało znane rozwiązania materiałowe czy nowe systemy konstrukcyjne, na ogół nie rozważają problemu pracochłonności. Analizę pracochłonności wykonuje wykonawca robót, kiedy już dokumentacja jest opracowana i nie rzadko okazuje się wówczas, że aczkolwiek zaprojektowano korzystne cenowo nowe materiały i systemy konstrukcyjne, to jednak ich wbudowanie – z uwagi na dużą pracochłonność – jest zbyt drogie i sprawia, że konieczna jest na etapie realizacji zmiana projektowa na rzecz rozwiązań o mniejszej pracochłonności.

Nakłady robocizny Nr odniesione do 1 m² PUM (Powierzchni Użytkowej Mieszkania) wyznacza się według wzoru:

$$Nr = \frac{\sum R_c}{\sum P_{uzytk}} \left[\frac{r-g}{m^2} \right] \quad (1)$$

gdzie: $\sum R_c$ jest robocizną wyznaczoną na podstawie KNR w r-g, $\sum P_{uzytk}$ jest całkowitą powierzchnią użytkową obiektu w m².

Tab. 1. Punktacja według KRYTERIUM A

Warunek	Ocena punktowa
$0 \leq Nr \leq 20$	4
$20 < Nr \leq 25$	3
$25 < Nr \leq 30$	2
$30 < Nr$	1

2.3. Kryterium mechanizacji (KRYTERIUM B)

Terminologia zastosowana w sformułowaniach warunków przyznawania poszczególnych wartości punktów została zastosowana zgodnie z terminologią używaną przez Wasilewskiego (1994).

Tab. 2. Punktacja według KRYTERIUM B

Warunek	Ocena punktowa
Automatyzacja procesów	4
Mechanizacja całkowita	3
Mechanizacja częściowa	2
Brak mechanizacji	1

2.4. Kryterium wykorzystania środków i urządzeń transportowych (KRYTERIUM C)

Istotą KRYTERIUM C jest unikanie procesów transportowych o dużym koszcie, czyli preferowanie procesów, dla których – racjonalizując koszty budowy –

można zastosować alternatywne środki transportu zarówno poziomego jak i pionowego.

Tab. 3. Punktacja według KRYTERIUM C

Warunek	Ocena punktowa
Transport mechaniczny lub ręczny	4
Transport mechaniczny, dogodne warunki transportu drogowego	3
Transport mechaniczny, utrudniony transport drogowy	2
Trudności transportowe	1

2.5. Kryterium zapotrzebowania różnych kwalifikacji robotniczych (KRYTERIUM D)

Ograniczenie liczby specjalności robotniczych niezbędnych dla realizacji danego rozwiązania projektowego sprzyja technologicznej łatwości wykonania robót budowlanych. W przedmiotowym kryterium rozważa się potrzebę użycia różnych specjalności spośród populacji wybranych 13 specjalności robotniczych występujących w budownictwie mieszkaniowym.

Rozważa się zatem potrzebę zatrudnienia robotników spośród następujących 13 różnych specjalności zawodowych: (i = 1) murarz, (i = 2) betoniarz, (i = 3) zbrojarz, (i = 4) cieśla, (i = 5) stolarz budowlany, (i = 6) brukarz, (i = 7) monter konstrukcji budowlanych, (i = 8) dekarz, (i = 9) posadzkarz, (i = 10) tynkarz, (i = 11) monter instalacji budowlanych, (i = 12) malarz budowlany, (i = 13) spawacz.

Wskaźnik kwalifikacji zawodowych K wyznacza się wg wzoru:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{13} z_i}{13} \quad (2)$$

gdzie: z_i jest to wskaźnik zapotrzebowania na daną specjalność ($z_i = 0$ lub $z_i = 1$; $i = 1, \dots, 13$).

Tab. 4. Punktacja według KRYTERIUM D

Warunek	Ocena punktowa
$0,10 \leq K \leq 0,50$	4
$0,50 < K \leq 0,75$	3
$0,75 < K \leq 1,00$	2
$1,00 < K$	1

2.6. Kryterium warunków bezpieczeństwa (KRYTERIUM E)

Na potrzeby omawianego kryterium opracowano katalog wybranych czynników niebezpiecznych, występujących w budownictwie mieszkaniowym. Katalog ten podzielono

na trzy grupy, przypisując poszczególnym grupom odpowiednio I, II i III stopień zagrożenia.

Punktowanie jest uzależnione od kombinacji występowania różnych stopni zagrożenia (tab. 5), jakie odpowiadają ocenianemu rozwiązaniu technologicznemu.

Przykładowe elementy grupy czynników niebezpiecznych o przypisanym III stopniu zagrożenia:

- śliskie, nierówne powierzchnie,
- ostre wystające elementy.

Przykładowe elementy grupy czynników niebezpiecznych o przypisanym II stopniu zagrożenia:

- obniżona temperatura,
- szkodliwe dla zdrowia czynniki chemiczne.

Przykładowe elementy grupy czynników niebezpiecznych o przypisanym I stopniu zagrożenia:

- przenoszenie ciężarów,
- wymuszona pozycja ciała.

Tab. 5. Punktacja według KRYTERIUM E

Warunek	Ocena punktowa
I lub II	4
(I lub II) albo (I lub III)	3
II i III	2
I i II i III	1

2.7. Kryterium przystosowania do zmiennych warunków atmosferycznych (KRYTERIUM F)

Rozważa się warunki atmosferyczne, a właściwie temperatury powietrza, panujące w naszym kraju. Kryterium stawia pytanie, czy dane rozwiązanie technologiczne można realizować przy średniej dobowej temperaturze zawartej w granicach określonych przez poszczególne warunki (tab. 6).

Tab. 6. Punktacja według KRYTERIUM F

Warunek	Ocena punktowa
Dopuszczalna najniższa temperatura powietrza: minus 10°C lub niżej	4
Dopuszczalna najniższa temperatura powietrza: minus 5°C	3
Dopuszczalna najniższa temperatura powietrza: plus 5°C	2
Dopuszczalna najniższa temperatura powietrza: plus 10°C	1

2.8. Kryterium ciągłości wykonywania robót (KRYTERIUM G)

Badaniu podlega wpływ czasu trwania wszystkich koniecznych przerw technologicznych na całkowity okres realizacji zaprojektowanego budynku. Rozważa się jedynie te przerwy, które na planie sieciowym CPM leżą na ścieżce krytycznej. Jako rozwiązanie korzystne pod

względem technologiczności uznaje się takie rozwiązania projektowe, których realizację modeluje plan CPM z możliwie krótkim sumarycznym czasem przerw technologicznych leżących na ścieżce krytycznej.

Wprowadza się procentowy wskaźnik ciągłości robót c , wyrażony wzorem:

$$c = \frac{t}{T} \cdot 100\% [\%] \quad (3)$$

gdzie: t jest to sumaryczny czas wszystkich przerw technologicznych, leżących na ścieżce krytycznej w znaczeniu modelu sieciowego CPM, T jest to całkowity czas realizacji obiektu.

Tab. 7. Punktacja według KRYTERIUM G

Warunek	Ocena punktowa
$0\% \leq c \leq 10\%$	4
$10\% < c \leq 15\%$	3
$15\% < c \leq 20\%$	2
$20\% < c$	1

2.9. Ocena końcowa

Ocenę końcową uzyskuje się sumując punkty przyznane według wszystkich siedmiu, wcześniej przedstawionych kryteriów. Dla ocen sumarycznych proponuje się nazewnictwo przedstawione w tabeli 8.

Tab. 8. Nazewnictwo ocen końcowych w zależności od sumarycznej punktacji.

Suma uzyskanych punktów	Nazwa oceny
od 7 do 14	dostateczna
od 15 do 21	dobra
od 22 do 28	bardzo dobra

3. Przykład zastosowania przedstawionej metody

Metodę punktowej oceny technologiczności rozwiązań projektowych zastosowano dla oceny porównawczej dwóch wariantów materiałowo-technologicznych, opracowanych dla wielorodzinnego budynku mieszkalnego, trzykondygnacyjnego, o następujących powierzchniach:

- powierzchnia zabudowy: 437 m²,
- powierzchnia użytkowa: 1221 m²,
- powierzchnia całkowita: 1304 m²,
- kubatura: 2893 m³.

Szczegółowe dane na temat analizowanego obiektu jak również pełny zestaw wyników przedstawił w swojej pracy Irzyk (2010). Główne różnice pomiędzy dwoma analizowanymi wariantami przedstawiono w tabeli 9.

Tab. 9. Główne różnice pomiędzy wariantami poddany ocenie technologiczności za pomocą proponowanego modelu oceny punktowej.

	wariant 1	wariant 2
Fundamenty	monolityczne, żelbetowe	monolityczne, żelbetowe
Ściany konstrukcyjne	monolityczne, żelbetowe	POROTHERM
Stropy	monolityczne, żelbetowe	FILIGRAN
Ściany działowe	cegła dziurawka	POROTHERM
Pokrycie dachu	dachówka bitumiczna	dachówka ceramiczna

Całkowity koszt budowy, wyznaczony na podstawie katalogów KNR, był dla rozważanych wariantów zbliżony i wynosił około 2 180 000 złotych (netto). Podobnie zbliżone wartości otrzymano dla obydwu wariantów wyznaczając dla każdego z nich bieżącą wartość netto (NPV) oraz wewnętrzną stopę zwrotu (IRR), przy jednakowych dla każdego z wariantów stopach dyskontowych oraz przy pięcioletnim okresie analizy finansowej.

Dla obydwu wariantów sporządzono plany sieciowe CPM, wyznaczając ścieżki krytyczne i określając czas realizacji robót. Uzyskano następujące czasy realizacji robót: 278 dni dla wariantu 1 oraz 245 dni dla wariantu 2.

Podobnie jak czasy realizacji robót, także wyniki oceny technologiczności obydwu wariantów, przeprowadzonej za pomocą proponowanej wcześniej metody, świadczą na korzyść wariantu 2 (tab. 10).

Tab. 10. Zestawienie wyników analizy technologiczności przeprowadzonej dla dwóch rozważanych wariantów budynku mieszkalnego.

	OCENA PUNKTOWA	
	WARIANT 1	WARIANT 2
KRYTERIUM A	2	3
KRYTERIUM B	3	1
KRYTERIUM C	3	4
KRYTERIUM D	3	4
KRYTERIUM E	2	3
KRYTERIUM F	2	1
KRYTERIUM G	2	4
ŁĄCZNIE:	19	22
Ocena	dobra	bardzo dobra

4. Podsumowanie

Powszechną praktyką oceny projektowych rozwiązań wariantowych jest analiza wskaźników kosztowych i czasowych. Ocenę łatwości realizacji i innych czynników technologicznych prowadzi się na ogół w sposób jakościowy, posługując się sformułowaniami opisowymi bez stosowania miary. Przedstawiona metoda jest próbą ilościowego wyrażenia jakości technologicznej badanego rozwiązania projektowego. Jej stosowanie jest w szczególności przydatne w analizie porównawczej wariantów, których charakterystyki kosztowe i czasowe wypadają podobnie.

Literatura

- Augustyn J., Śledziwski E. (1981). Technologiczność konstrukcji stalowych. *Arkady*, Warszawa.
- Czapliński K. (2001). Problemy terminologii – technologia. *PION Technologia i Organizacja Budownictwa*, Vol. 2-3, No. 5-6, 2001.
- Irzyk M. (2010) Analiza technologiczno-ekonomiczna budowy mieszkalnych budynków wielorodzinnych w funkcji zastosowań różnych rozwiązań materiałowo-technologicznych. Praca magisterska. Opiekun pracy: A. Czemplik. *Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska*.
- Jaworski K. M. (2009). Metodologia projektowania realizacji budowy. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Sadowski Z. (1983) Technologiczność prefabrykowanych konstrukcji żelbetowych. *Arkady*, Warszawa.
- Wasilewski J. Z. (1994) Mechanizacja budownictwa. *Ofic. Wyd. Polit. Warszawskiej*. Warszawa.

FEASIBILITY EVALUATION OF CONSTRUCTION METHODS SPECIFIED IN DESIGN DOCUMENTATION

Abstract: The evaluation of building design documentation is usually limited to consideration of cost and duration of works needed to execute a designed object. However, factors as safety of works, extent of mechanization of works, and other good or bad sides of construction methods needed to be implemented as per the analyzed design, are also considered, but normally without any measures. The method presented in this paper allows to evaluate the construction methods, as specified in the analyzed design documentation, using the points assigned to seven defined evaluation criteria. The final, total number of points represents the technological quality and feasibility of the construction processes and materials specified in the evaluated design documentation.

ŚWIEŻE POWIETRZE W DOMU, SZKOLE I PRACY

Krzysztof CHMIELEWSKI

Gazex Sp. z o.o., ul. Baletowa 16, 02-867 Warszawa, www.gazex.com.pl

1. Wstęp

Współcześnie przebywamy w zamkniętych pomieszczeniach przez większość doby. Stwarza to problemy z zapewnieniem komfortu klimatycznego, od którego zależy samopoczucie i zdrowie ludzi. W kinach, teatrach i restauracjach jest on warunkiem niezbędnym dla uzyskania pełnej satysfakcji klientów ze świadczonych tam usług.

W biurach i bankach istotne jest też stworzenie warunków sprzyjających wysokiej wydajności pracowników, głównie umysłowych. Również w mieszkaniu, efektywny odpoczynek i sen są uwarunkowane warunkami klimatycznymi, jakie tam panują.

Powietrze w obiektach zamkniętych różni się składem od tego na zewnątrz. Choć niektórych substancji jest

mniej, zasadą jest, że gromadzą się tam obce gazy, aerozole i cząstki stałe. Źródłem zanieczyszczeń w takich obiektach są głównie ludzie, chociaż w pewnych typach pomieszczeń, na przykład: w palarniach, garażach lub salach szpitalnych istnieją też inne źródła emisji. Gromadzenie się wybranych substancji obcych wewnątrz pomieszczeń zamkniętych przedstawiono w tabeli 1.

Warunki klimatyczne w pomieszczeniach zamkniętych zależą od typu pomieszczenia. Inną specyfiką pod tym względem charakteryzują się pomieszczenia mieszkalne, a inną biura czy szkoły. Prześledźmy, na co, pod względem składników powietrza, narażeni są ludzie w mieście w swoim codziennym życiu, zakładając, że nie pracują w fabrykach i zakładach przemysłowych, gdzie emisja różnych gazów jest efektem procesów produkcyjnych.

Tab. 1. Różnice w stężeniu niektórych zanieczyszczeń wewnątrz i na zewnątrz pomieszczeń, w których przebywają ludzie (za Höppe i Martinac, 1998, zmodyfikowane)

Rodzaj zanieczyszczenia	stosunek stężeń wewnątrz / na zewnątrz	uwagi	obiekt
dwutlenek węgla	1 – 4 > 10	w obecności źródeł emisji	garaże podziemne
tlenek węgla	< 1 > 10	przy braku źródeł emisji w obecności źródeł emisji	garaże podziemne
dwutlenek siarki	0,1 – 0,5		
dwutlenek azotu	0,1 – 1 2 – 5	przy braku źródeł emisji w obecności źródeł emisji	szpitale
ozon	0,1 – 0,25	przy braku źródeł emisji	
cząstki stałe	1 2	przy braku źródeł dymu w obecności źródeł dymu	palarnie
radon	3 – 5		
formaldehyd	10		
węglowodory aromatyczne i alifatyczne	1 – 3 > 1	w obecności źródeł dymu	palarnie

2. Mieszkanie

W pomieszczeniach mieszkalnych istnieje wiele źródeł emisji gazów. Najważniejszym źródłem jest człowiek, który podczas oddychania wytwarza dwutlenek węgla (CO₂). Gaz ten jest naturalnym składnikiem powietrza. Jego stężenie w atmosferze ziemskiej wynosi około 400 ppm (*parts per milion*, części na milion) czyli 0,04% objętościowo. W pomieszczeniach, w których przebywają ludzie, stężenie CO₂ szybko wzrasta do około 1000 ppm, a nawet powyżej. Oprócz dwutlenku węgla, w powietrzu w pomieszczeniach mieszkalnych może występować również tlenek węgla, śmiertelnie trujący gaz będący produktem niepełnego spalania. Jego źródłem mogą być piece węglowe, niesprawne termy i kuchnie gazowe, kominki, a także dym papierosowy. Oczywiście, tlenek węgla rzadko kiedy osiąga w mieszkaniach poziom zagrażający wprost życiu. Jednak efekty działania tego gazu mogą się kumulować, a więc tlenek węgla występujący nawet w niewielkim stężeniu może być szkodliwy w dłuższej skali czasowej. Dodatkowo, istnieje współzależność między poziomem dwutlenku węgla i toksycznym działaniem tlenku węgla. Częstość oddechów człowieka zależy od wielu czynników, w tym od poziomu dwutlenku węgla w powietrzu. Ośrodek oddechowy jest stymulowany wyższym stężeniem tego gazu. W efekcie, w pomieszczeniu zamkniętym, w którym gromadzi się CO₂ i jednocześnie występuje tlenek węgla, na przykład w kuchni czy w łazience, intensywność oddechowca jest wzmagana, co prowadzi do szybszego wchłaniania toksycznego CO i kumulacji negatywnych dla zdrowia skutków. Trzeba pamiętać, że zagrożenie od strony połączonego działania CO₂ i CO nie ogranicza się tylko do mieszkań z termami i kuchniami gazowymi, z reguły starszymi i źle wentylowanymi. Ten sam problem może wystąpić w nowoczesnych domach i mieszkaniach, nawet jeśli ogrzewanie budynku jest centralne, a zasilanie kuchni elektryczne. Częstym problemem w takich obiektach jest podwyższony poziom dwutlenku węgla wydzielającego się ze ścian. Zjawisko to jest związane z „dojrzwaniem” świeżych tynków i innych składników ścian, w wyniku którego dochodzi do powstawania CO₂. W nowych pomieszczeniach mieszkalnych przez pierwsze kilka lat obserwuje się wysokie stężenie dwutlenku węgla wynoszące nawet 2000 ppm w pomieszczeniach nie wietrzonych i około 800 ppm w pomieszczeniach wietrzonych, nawet jeśli nie przebywają tam ludzie stanowiący z reguły główne źródło tego gazu. Dwutlenek węgla w takich stężeniach powoduje u ludzi uczucie zmęczenia, a nawet bóle głowy, natomiast w połączeniu z tlenkiem węgla pochodzącym np. z kominków lub dymu papierosowego, poprzez kumulację szkodliwych efektów działania tego ostatniego gazu, może prowadzić do pogorszenia stanu zdrowia w dłuższym okresie. Oprócz dwutlenku węgla i tlenku węgla, powietrze w pomieszczeniach mieszkalnych może też zawierać inne szkodliwe gazy, pochodzące na przykład z impregnatów stosowanych przy produkcji mebli, powłok lakierniczych i farb, itp. Jednak obecne normy dotyczące tych substancji są na tyle ostre, że ryzyko z nimi związane nie jest bardzo

wysokie, oczywiście pod warunkiem przestrzegania tych norm przez producentów.

3. Garaż podziemny

Głównymi składnikami spalin silników benzynowych są tlenek i dwutlenek węgla, tlenki azotu, tlenek siarki, sadze i pyły oraz węglowodory (THC – *total hydrocarbons*). Skład ilościowy spalin zależy od typu silnika i stanu technicznego silnika, wyposażenia w katalizator oraz jego temperatury. Silniki wysokoprężne prawie lub w ogóle nie wytwarzają tlenku węgla (niewielkie jego ilości powstają przy rozruchu i na małych obrotach), natomiast spaliny wydzielane przez te silniki mogą zawierać dużo sadzy. Oprócz spalin, w powietrzu w garażach występują również lotne związki organiczne (VOCs – *volatile organic compounds*), pochodzące raczej z parowania paliw płynnych, niż ze spalania. Toksyczność poszczególnych składników spalin jest różna, wszystkie one jednak nie są obojętne dla zdrowia.

Wydawać by się mogło, że zastosowanie katalizatorów w nowoczesnych samochodach usuwa znaczną część toksycznych składników spalin, w szczególności tlenku węgla. Przeczą temu jednak bezpośrednie pomiary stężenia różnych gazów w garażach. Generalnie przyjmuje się, że nowoczesny silnik benzynowy wyposażony w katalizator wydziela 140 razy więcej dwutlenku węgla niż tlenku węgla. Dotyczy to jednak rozgrzanego silnika i sprawnego katalizatora pracującego w optymalnej temperaturze. Podczas rozruchu, zimny katalizator nie usuwa tlenku węgla wydajnie. W dodatku w garażach, obok samochodów z katalizatorami parkują również pojazdy starsze. Rzeczywiste pomiary wykonane w garażu podziemnym w Malme, Szwecja (Martin i Lindfors, Materiały Techniczne SenseAir, <http://www.senseair.se>), wykazały, że powietrze było tam bardzo zanieczyszczone przez wysoką emisję CO. Było to spowodowane zapewne uruchamianiem zimnych silników. W sposób naturalny, w garażach towarzyszących budynkom mieszkalnym, samochody są zazwyczaj uruchamiane jednocześnie lub prawie jednocześnie i opuszczają garaż, zanim katalizatory zaczną efektywnie oczyszczać spaliny. W takich garażach zagrożenie tlenkiem węgla jest bardzo duże. Inny problem stanowią garaże, gdzie parkują samochody z silnikami wysokoprężnymi. Silniki takie nie wytwarzają praktycznie tlenku węgla, co wynika z charakteru procesów spalania, za to tworzą się sadze i tlenki azotu. One właśnie stanowią największe zagrożenie dla ludzi w zamkniętych pomieszczeniach, w których pracują silniki Diesla.

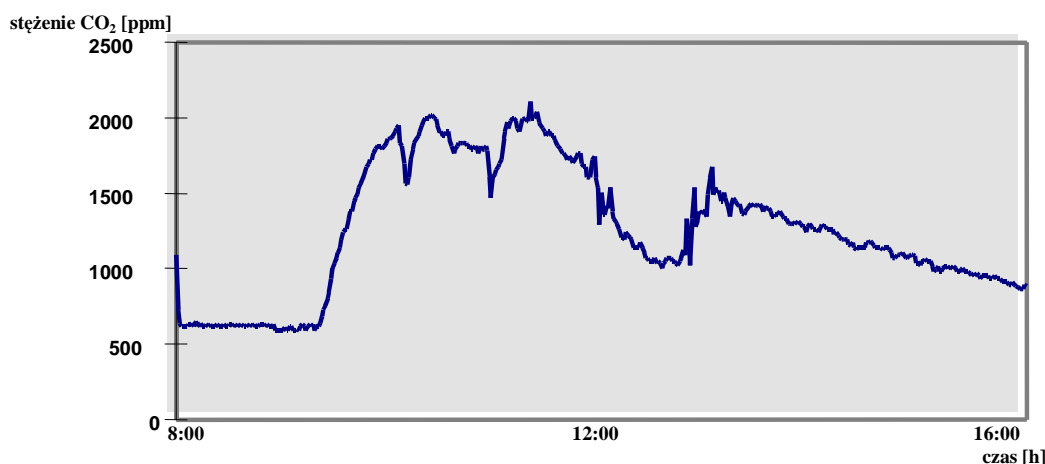
4. Szkoły

Większość szkół to budynki wybudowane w czasach, gdy nikt nie zwracał uwagi na jakość powietrza w pomieszczeniach. Grawitacyjny system wentylacyjny, często źle zaprojektowany, miał być w założeniu wspomagany otwieraniem okien. Ilość wydychanego

dwutlenku, a zarazem innych związków wydzielanych przez ludzi wraz z oddechem zależy od aktywności psychomotorycznej. Praca umysłowa, związana z umiarkowanym wysiłkiem, powoduje średnie zużycie tlenu i wydzielanie dwutlenku węgla. Jednak funkcjonowanie mózgu wymaga szczególnie dużo energii, dlatego sprawność myślenia i wysiłku twórczego łatwo ulega osłabieniu w niesprzyjających warunkach zewnętrznych. Dotyczy to szczególnie dzieci. Nie dość, że ich metabolizm jest szybszy niż u dorosłego człowieka, to ich zdolność koncentracji jest niewielka i trudna do utrzymania. Nie można się więc dziwić, że w sytuacji, gdy dzieci ogarnia senność i poczucie dyskomfortu związanego ze złą jakością powietrza, ostatnią rzeczą o jakiej myślą jest skupienie się na lekcji, nawet jeśli jest ciekawa.

Jak wcześniej wspomniano, szczególną rolę w odczuwaniu komfortu klimatycznego pełni poziom dwutlenku węgla. Przyjmuje się, że powyżej 1000 ppm dwutlenku węgla jakość powietrza w pomieszczeniu staje się niezadowolająca. W takich warunkach obserwuje się dyskomfort, spadek wydajności pracy i nasilającą się senność. Permanentne przebywanie w źle wentylowanych pomieszczeniach może powodować nawet zapadanie na różnorodne choroby, szczególnie układu oddechowego i alergię, określane łącznie jako zespół chorobotwórczego budynku. Jak wygląda rzeczywistość związana z wentylacją w szkołach niech świadczy wykres zmian stężenia dwutlenku węgla zmierzonych podczas lekcji. Przedstawiono to na rysunku 1. W klasie, w której powietrze z zewnątrz dostarczane jest poprzez system wentylacji grawitacyjnej bardzo szybko przybywa dwutlenku węgla, nawet do poziomu 2000 ppm, co świadczy o bardzo złej jakości powietrza. W szkołach z wentylacją grawitacyjną sytuacji nie zmienia nawet wietrzenie klas podczas przerw, co widoczne jest na zamieszczonym wykresie. Generalnie, szkoły nie zapewniają odpowiednich warunków dla pracy umysłowej dzieci, a w konsekwencji wysiłek nauczycieli idzie na marne, a uczniowie nie mogą osiągać takich wyników, na jakie je stać.

Lekcje (nauczanie początkowe – klasy 1-3) trwały od 8:55 do 11:30 (pierwsza zmiana) i od 12:40 do 15:20 (druga zmiana). W klasie przebywało 20-25 uczniów.



Rys. 1. Zmiany stężenia dwutlenku węgla w klasie szkolnej w czasie lekcji

Wentylacja naturalna wspomagana przez otwieranie okien (w czasie przerw i po południu).

Jakość powietrza wewnętrznego w wielu szkołach pogorszyła się ostatnio drastycznie z powodu, co paradoksalne, przeprowadzanych tam remontów związanych z wymianą okien. Bowiem nowe, szczelne framugi, zapewniając bardzo dobrą izolację cieplną, bronią jednocześnie dostępu świeżego powietrza z zewnątrz. I niczego w tej złej sytuacji nie zmieni specjalna konstrukcja framug pozwalająca na ich „rozszczelnianie”, czy nawet nowoczesne wywietrzniki reagujące na wilgotność czy temperaturę wewnątrz pomieszczeń.

5. Biura i inne obiekty użyteczności publicznej

W biurach i innych obiektach użyteczności publicznej, takich jak banki, podobnie jak w mieszkaniach i szkołach głównym źródłem zanieczyszczeń gazowych są ludzie. Zanieczyszczeniami tymi są wspomniany wcześniej dwutlenek węgla, powodujący dyskomfort, poczucie duszności i w efekcie spadek wydajności pracy. W palarniach może powstawać tlenek węgla. Ponadto, duże znaczenie dla odczuwania komfortu mają również trudno mierzalne substancje zapachowe i feromony. Powietrze wewnętrzne może też zawierać znaczne ilości mikroorganizmów i ich form przetrwalnikowych. Jednak w przeciwieństwie do wcześniej omówionych typów obiektów zamkniętych, biurowce, przynajmniej te nowoczesne, są zazwyczaj wyposażone w wentylację mechaniczną. Jej rolą jest stałe dostarczanie świeżego powietrza spoza budynku. Powinno być ono filtrowane, ogrzane do odpowiedniej temperatury i nawilżone. Zazwyczaj wydajność systemu wentylacyjnego obliczana jest tak, aby zapewnić dostawę powietrza wentylacyjnego dla z góry określonej liczby osób. W Polsce, często jednak ta wydajność wentylacji w budynkach użyteczności publicznej jest za mała, co jest spowodowane wysokimi kosztami eksploatacji systemów wentylacyjnych. Naraża to pracowników na problemy zdrowotne, a pracodawców na straty związane z obniżoną, w stosunku do możliwości, wydajnością pracy załogi.

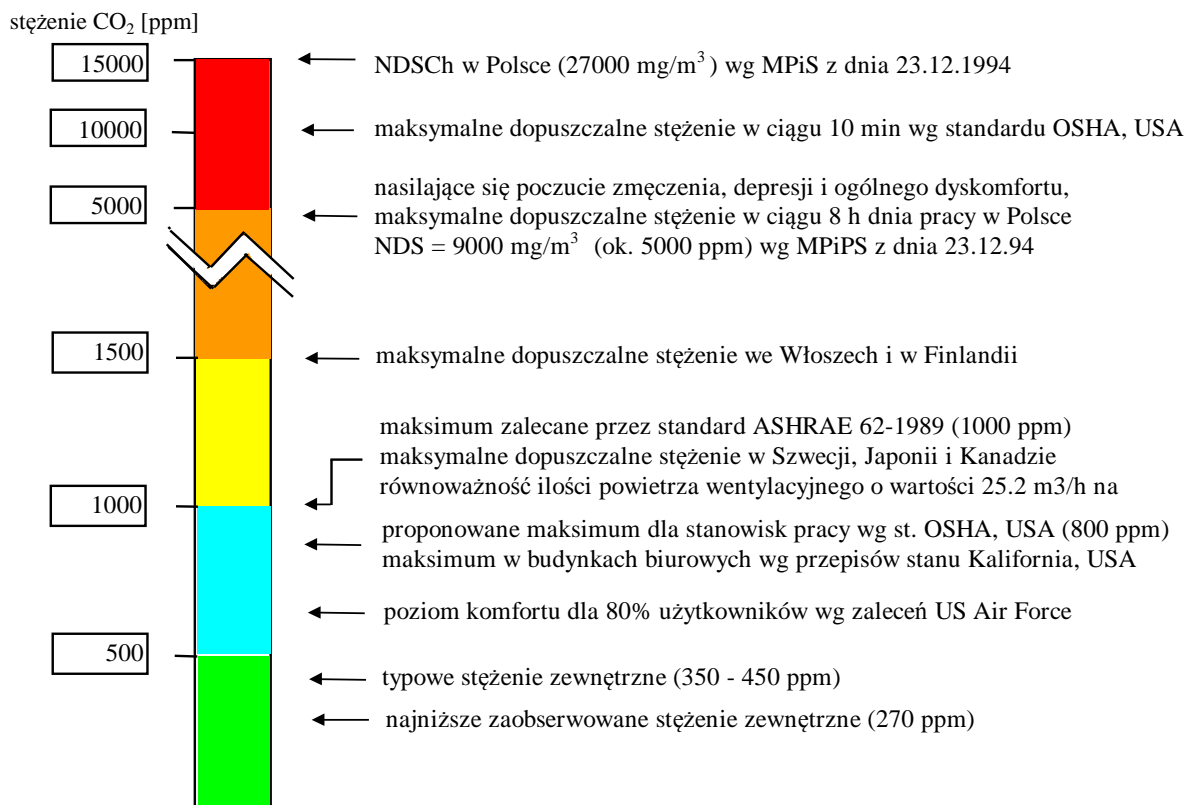
6. Jak tanio poprawić jakość powietrza w pomieszczeniach, w których przebywają ludzie?

W konkluzji tego opracowania można stwierdzić, że jednym z głównych problemów, z jakim mają do czynienia ludzie mieszkający i pracujący w miastach jest jakość powietrza w pomieszczeniach zamkniętych, w których przebywają. Dotyczy to zarówno życia prywatnego, jak i zawodowego. Jedynym rozwiązaniem tych problemów jest stosowanie wentylacji mechanicznej. Jest ona z reguły obecna w budynkach użyteczności publicznej, włączając w to, oprócz biurów, również kina, restauracje i duże obiekty handlowe. Powinna być stosowana w garażach podziemnych, gdyż regulują to przepisy prawne (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r., Dz. U. 2002, Nr. 75, poz. 690; nowelizacja z dn. 12 kwietnia 2009, Dziennik Ustaw nr 56 poz. 461). Najgorzej jest pod tym względem w szkołach i domach mieszkalnych. Jednak również w nich zdrowy rozsądek nakazywałby stosowanie wentylacji wymuszonej. Powstaje jednak pytanie, jak ograniczać koszty eksploatacji wentylacji mechanicznej. Sposobem na to jest taki sposób regulacji systemów wentylacyjnych, aby dostarczały jedynie takiej ilości powietrza, jaka jest aktualnie potrzebna dla ludzi określane jest nazwą „sterowanie wentylacją zgodnie z zapotrzebowaniem” (ang. *demand control ventilation*). Taki rodzaj sterowania zapewnia największy komfort klimatyczny przy najniższych kosztach eksploatacji.

stnieje kilka sposobów oceny, jakie jest bieżące zapotrzebowanie na świeże powietrze. Wśród nich, ocena oparta o poziom CO₂ w powietrzu wydaje się obecnie

optymalną. Jak omówiono wyżej, gaz ten jest zawsze obecny w zamkniętych pomieszczeniach, gdzie przebywają ludzie i jak stwierdzono jego aktualne stężenie może być wskaźnikiem dopasowania wydajności wentylacji do bieżącego zapotrzebowania na świeże powietrze. W oparciu o normy stężenia CO₂ w pomieszczeniach, w których przebywają ludzie (rys. 2), przyjęto progi służące do sterowania wydajnością wentylacji.

Jeśli w pomieszczeniu stężenie CO₂ jest niższe od 600 ppm, wentylacja pracuje z małą wydajnością, stanowiącą około 20% maksymalnej wartości. W niektórych systemach wentylacyjnych możliwe jest w takiej sytuacji całkowite wyłączenie wentylacji mechanicznej, a podstawową wymianę powietrza w pomieszczeniu zapewnia wentylacja naturalna. Gdy w pomieszczeniu pojawiają się ludzie, w wyniku ich oddychania, stężenie CO₂ bardzo szybko się podnosi. Przekroczenie poziomu stężenia CO₂ wynoszącego 800 ppm powoduje zwiększenie wydajności wentylacji, co prowadzi do obniżenia stężenia dwutlenku węgla poniżej górnego progu komfortu. Jako kolejne progi zwiększania wydajności wentylacji przyjmuje się 1000 ppm (włączenie wentylacji z wydajnością około 80%), a następnie 1400 ppm (włączenie wentylacji z maksymalną wydajnością). Sterowanie wentylacją zgodnie z zapotrzebowaniem może odbywać się płynnie lub skokowo. W pierwszym przypadku zmiana wydajności wentylacji jest realizowana przez falownik regulujący obroty wentylatora, w drugim przez włączanie wentylatora (ewentualnie wentylatora z regulacją skokową).



Rys. 2. Dopuszczalne normy stężenia CO₂ wewnątrz pomieszczeń, w których przebywają ludzie

Na świecie, sterowanie systemami wentylacyjnymi jest stosowane dość powszechnie, bowiem przynosi wymierne korzyści. Ten typ kontroli wentylacji można spotkać w biurach, szkołach, centrach handlowych itp. (przykłady zastosowań na stronie: http://www.senseair.se/case_airports.php). W Polsce, jeszcze do niedawna stosowanie sterowania systemami wentylacyjnymi zgodnie z zapotrzebowaniem było ograniczone, w zasadzie wyłącznie, do obiektów o dużej kubaturze i takich, gdzie przebywa wielu ludzi, takich jak kompleksy kinowe, sale gimnastyczne i hipermarkety. Przyczyną był dość wysoki koszt instalacji systemu sterowania. Dla przykładu, przy obecnej cenie energii elektrycznej, czas zwrotu nakładów na inwestycję w system sterowania wentylacją zgodnie z zapotrzebowaniem zainstalowany w sali kinowej dla 500 osób wynosił od 6 do 12 miesięcy. Obecnie pojawiły się jednak nowe, zdecydowanie tańsze układy sterujące pozwalające na tyle znacząco obniżyć koszt systemów kontroli wentylacji, że opłaca się je stosować nawet w domach jednorodzinnych. Pierwszym dostawcą takich urządzeń na rynek polski jest firma GAZEX z Warszawy (<http://www.gazex.pl/>). W sezonie jesiennym 2010, na rynku pojawił się najnowszy produkt firmy GAZEX, AirTECH eko, ekonomiczny kontroler przeznaczony do sterowania wentylacją zgodnie z zapotrzebowaniem w pomieszczeniach biurowych, szkolnych, barach, restauracjach, budynkach użyteczności publicznej i budynkach mieszkalnych w cenie 604 zł brutto (z VAT).

Kontroler AirTECH eko składa się z dwóch elementów (fot. 1): sensora CO₂ w estetycznej obudowie naściennej (do montażu w monitorowanym pomieszczeniu) i modułu zasilająco-sterującego połączonych czterożyłowym przewodem telefonicznym lub UTP („skrętką” komputerową). W kontrolerze zastosowano nowoczesny, bezobsługowy sensor dwutlenku węgla typu NDIR, w którym pomiar stężenia gazu opiera się o pochłanianie nierozproszonego strumienia podczerwieni (ang. *non-dispersive infrared*). Sensory tego typu są bardzo selektywne (to znaczy że pomiar nie jest zakłócany przez inne gazy), są całkowicie odporne na przekroczenie zakresu pomiarowego, charakteryzuje je duża trwałość i żywotność (powyżej 10 lat). Wbudowana unikalna procedura auto-kalibracji zapewnia bezobsługowość przez przynajmniej 3 lata. Zakres pomiarowy sensora zastosowanego w kontrolerze AirTECH eko wynosi 0-2000 ppm.

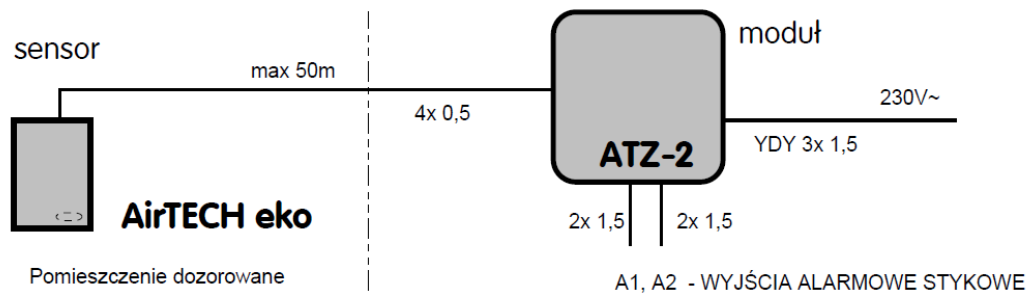


Fot. 1. Ekonomiczny Kontroler AirTECH eko (wersja bez wyświetlacza) składający się z sensora CO₂ (na dole fotografii) i modułu zasilająco-sterującego (na górze fotografii)

W wersji standardowej, sensor jest wyposażony w sygnalizację optyczną. Są to lampki LED: jedna zielona (zasilanie) i dwie czerwone; pierwsza sygnalizuje przekroczenie stężenia 800 ppm, a druga przekroczenie 1400 ppm CO₂. Ustawienie progów jest fabryczne, może być jednak zmienione na życzenie Użytkownika. Dokładność ustawienia progów wynosi 10% wartości zadanej. Opcjonalnie sensor może być wyposażony w wyświetlacz pokazujący aktualne stężenie dwutlenku węgla w pomieszczeniu oraz syrenkę sygnalizującą przekroczenie stężenia CO₂ w wysokości 1400 ppm.

Moduł zasilająco-sterujący kontrolera posiada szczelną obudowę z bezdławicowymi przepustami kablowymi. Moduł jest zasilany z sieci energetycznej 230 V. Funkcja sterownicza modułu jest realizowana za pośrednictwem dwóch wyjść przekaźnikowych (zwiernych) o maksymalnym obciążeniu do dwóch amperów przy obciążeniu rezystancyjnym lub indukcyjnym (silniki). Wyjścia przekaźnikowe są sterowane sygnałem z sensora, zwierną się odpowiednio przy przekroczeniu pierwszego progu alarmowego (800 ppm) i drugiego progu alarmowego (1400 ppm). Wyjścia służą do bezpośredniego sterowania wentylatorami lub do przekazania informacji o stanie atmosfery wewnętrznej do systemu zarządzania budynkiem.

Kontroler AirTECH eko jest objęty gwarancją GAZEX rozszerzoną do 36 miesięcy.



Rys. 2. Schemat połączeń kontrolera AirTECH eko

WPLYW ZAWARTOŚCI KRUSZYWA Z RECYKLINGU NA WYBRANE WŁAŚCIWOŚCI BETONÓW

Dorota DWORZAŃCZYK-KRZYWIEC*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W artykule zostały przedstawione problemy związane z wytwarzaniem kruszyw z recyklingu oraz urządzenia do produkcji tego typu kruszyw. Celem pracy było określenie wpływu zawartości kruszywa z recyklingu w stosie okrucowym na wybrane cechy betonów. Zaprojektowano cztery składy mieszanek betonowych o różnych zawartościach kruszywa z recyklingu w dwóch granulacjach. Wykonano badania wybranych cech: konsystencji, gęstości, wytrzymałości na ściskanie, mrozoodporności. Wykonano również badania derywatograficzne zaczynów wyseparowanych z betonów i określono zawartość wodorotlenku wapnia, wody związanej i węglanu wapnia. We wnioskach uwzględniono wpływ kruszywa z recyklingu na wybrane cechy betonów. Uzyskano beton cementowy na bazie kruszywa wtórnego o porównywalnych właściwościach do betonu zwykłego na kruszywie naturalnym.

Słowa kluczowe: beton, kruszywo z recyklingu, badania derywatograficzne.

1. Wprowadzenie

Beton, najważniejszy współcześnie materiał budowlany, jest produkowany w olbrzymich ilościach. Jest oczywiste, że ma to wieloraki wpływ na środowisko i nie jest obojętne, jakie przepisy, zasady i ograniczenia są skutecznie egzekwowane zarówno przy produkcji lub pozyskiwaniu składników oraz przy całym procesie produkcji i zastosowania mieszanki, jak też w okresie eksploatacji konstrukcji z betonu, ich napraw, a wreszcie rozbiórki.

„*Journal of Environmental Engineering*” informuje, iż beton można stać się bardziej przyjazny środowisku, gdy dokładnie poznany zostanie jego „cykl życiowy”, a w szczególności sposób pochłaniania dwutlenku węgla przez gotowe elementy betonowe. Dzięki temu, koszty środowiskowe wytwarzania betonu – czyli suma CO₂ emitowanego podczas produkcji cementu pomniejszona o ilość dwutlenku węgla zaabsorbowanego przez beton – mogą zostać znacznie obniżone. Wraz z postępującym zanieczyszczeniem środowiska oraz prawnymi sankcjami ograniczającymi ilość emitowanego do atmosfery dwutlenku węgla, naukowcy szukają sposobów na ograniczenie lub zmagazynowanie CO₂, tak, by produkcja betonu obciążona była mniejszą emisją tego gazu. Według amerykańskich naukowców konieczne są dalsze badania betonu, które pozwolą na opracowanie metody zwiększenia absorpcji CO₂ przez ten materiał.

Jednocześnie niezbędne jest poszukiwanie bardziej przyjaznej środowisku alternatywy dla standardowego cementu, jako surowca, z którego wytwarzane są betonowe konstrukcje. Produkcja cementu, to kosztowny z punktu widzenia środowiska proces technologiczny. W trakcie wyprężania węglanu wapnia, by z niego powstał tlenek wapnia, uwalniany jest do środowiska w dużej ilości dwutlenek węgla (CO₂). Według profesor Liv Haselbach z Washington State University (USA), ekologiczne koszty produkcji betonu powinny być pomniejszone o ilość CO₂ zaabsorbowanego przez elementy betonowych konstrukcji. Analizy wykazały, iż beton w trakcie swojego „życia” pochłania ponad 5% dwutlenku węgla emitowanego podczas produkcji cementu. Ilość ta może być stosunkowo łatwo zwiększona, gdyby zużyty beton, wtórnie przetwarzany, rozdrabniany był do bardzo małych ziaren. Tym samym, powierzchnia dostępna dla dwutlenku węgla zostałaby znacznie powiększona. Każdy obiekt budowlany powinien być zaprojektowany, zbudowany, użytkowany i rozebrany zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju (Golda i Giergiczny, 2009).

Celem pracy było zaprojektowanie betonu na bazie kruszyw z recyklingu oraz wykonanie badań mających na celu ustalenie wpływu tego kruszywa na wybrane cechy mieszanki betonowej oraz stwardniałego betonu. Zaprojektowano cztery składy mieszanek betonowych o różnych zawartościach kruszywa z recyklingu w dwóch

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: d.dworzanczyk@pb.edu.pl

granulacjach. Wykonano badania wybranych cech: konsystencji, gęstości, wytrzymałości na ściskanie, mrozoodporności. Wykonano również badania derywatograficzne zaczynów wyseparowanych z betonów i określono zawartość wodorotlenku wapnia, wody związanej i węglanu wapnia.

1.1. Pochodzenie kruszywa

Beton z recyklingu powstaje z odpadów budowlanych. Można je podzielić na:

- ziemię z wykopów: grunt rodzimy, żwir, piasek ił, glina, okruchy skalne;
- odpady z remontów dróg: odpady nawierzchni asfaltowej lub betonowej, substancje zawierające smołę, kostka brukowa i krawężniki, piasek, żwir i tłuczeń;
- gruz rozbiórkowy: grunt, beton, okładziny ceramiczne, cegła ceramiczna i silikatowa, zaprawa, gips, kruszywo, wełna mineralna;
- odpady z placu budowy: drewno, tworzywa sztuczne, papier, tektura, metal, kable, farby, lakiery i kleje.

Gruz budowany powstaje podczas działań budowlanych, jego jakość i skład jest zależny od rodzaju konstrukcji budowlanej, jej wieku i funkcji obiektu w trakcie użytkowania. Wyróżnić można trzy rodzaje gruzu budowlanego. Pierwszy jest nieobciążony, zawierający niewielkie ilości substancji organicznych i nieorganicznych. Drugi, obciążony jest zanieczyszczony. Dzięki selekcji i przebieraniu zostaje oczyszczony z niewłaściwych składników. Trzecim rodzajem jest gruz zanieczyszczony substancjami szkodliwymi. Ten rodzaj gruzu budowlanego powstaje podczas rozbiórek starych zakładów opieki zdrowotnej (szpitali), laboratoriów chemicznych itp. W celu pozyskania kruszywa z tego rodzaju gruzu, należy przeprowadzić specjalistyczne zabiegi, mające na celu unieszkodliwienie niebezpiecznych składników (Golda i Giergiczny, 2009).

Zgodnie z zaleceniami RILEM TC 121-DRG TF1 klasyfikacji gruzu pochodzącego z rozbiórki dokonuje się według 3 następujących kategorii (RILEM, 1994):

- typ I – kruszywo pochodzące wyłącznie z gruzu ceglanego,
- typ II – kruszywo pochodzące wyłącznie z gruzu betonowego,
- typ III – kruszywo mieszane składające się z co najmniej 80% kruszywa naturalnego i maksymalnie 10% kruszywa typu I.

Powyższe zalecenia dotyczą kruszyw o frakcji większej niż 4 mm.

2. Materiały i metodyka badań

Do badań użyto cementu portlandzkiego CEM I 42,5 HSR odpowiadającego wymaganiom normy PN-EN 19701. Kruszywo drobne stanowił piasek rzeczny ze skał luźnych frakcji 0/2 mm. Kruszywo naturalne stanowił żwir frakcji: 2/4, 4/8 i 8/16 mm. Kruszywo wtórne uzyskano z rozbiórki obiektu przemysłowego wzniesionego

w Białymstoku w latach 80 ubiegłego stulecia. Po wykonaniu stanu surowego zaniechano dalszego prowadzenia inwestycji. Przez ponad dwadzieścia lat konstrukcja poddawana była oddziaływaniom środowiska. Metoda kruszenia gruzu betonowego polegała na jednokrotnym ich przepuszczeniu przez kruszarkę szczękową o wydajności 70 t/h. Frakcja piaskowa i ziemia zostały w tym procesie oddzielone a zbrojenie usunięte za pomocą separatora magnetycznego. Badane kruszywo pochodzące z rozdrobnienia gruzu betonowego składa się z:

- pierwotnego kruszywa naturalnego (kruszywo do 16 mm),
- zaprawy cementowej stanowiącej większą część kruszywa,
- zanieczyszczeń (widoczne fragmenty szkła, drewna, szczątków roślinnych oraz papy).

Przyjęty sposób kruszenia, jakość kruszywa pierwotnego oraz otaczającej go zaprawy, jak również obecność zanieczyszczeń wpływają na właściwości mechaniczne kruszywa wtórnego, które zestawiono w tabeli 1 (Bołtryk i Pawluczuk, 2007; Bołtryk i in., 2007).

3. Mieszanka betonowa

Do przeprowadzenia badań przygotowano 4 składy mieszanek betonowych o różnej zawartości grubego kruszywa wtórnego. Skład mieszanek zaprojektowano metodą znanego zaczynu przy zachowaniu stałej konsystencji. Składy mieszanek betonowych na 1 m³ podano w tabeli 2.

Z powodu obecności zaprawy kruszywo z recyklingu charakteryzuje się wyższą nasiąkliwością o około 43% w stosunku do kruszywa naturalnego. Jego wodożądność zwiększa się wraz ze wzrostem porowatości betonu, z którego powstało. Również znaczna zawartość części pylastych wpływa na wzrost ilości wody potrzebnej do przygotowania mieszanki betonowej. W związku z tym ilość wody niezbędną do uzyskania stałej konsystencji mieszanki betonowej z kruszywem wtórnym określano na drodze doświadczalnej, co zaskutkowało zmiennym wskaźnikiem w/c.

3.1. Wyniki badań

Podstawowe właściwości techniczne betonów zestawiono w tabeli 3. Wytrzymałość betonu na ściskanie wykonano zgodnie z PN-EN 12390-3. Wyniki wskazują na nieznaczną różnicę wytrzymałości na ściskanie betonu na kruszywie grubym częściowo i całkowicie recyklowanym.

Największą wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania osiągnęły próbki wykonane z 50% kruszywa ze skał luźnych i 50% kruszywa wtórnego (rys. 1). Skład IV charakteryzuje się największą gęstością, a najmniejszą gęstość stwierdzono w składzie I, którego nasiąkliwość jest największa. Zawartość powietrza jest najmniejsza

Tab. 1. Podstawowe właściwości mechaniczne kruszywa naturalnego i z recyklingu (Bołtryk i in., 2007).

Właściwość	Kruszywo naturalne			Kruszywo naturalne		
	Frakcja [mm]			Frakcja [mm]		
	2/4	4/8	8/16	2/4	4/8	8/16
WA24 (nasiąkliwość) [%] według PN-EN 1097-6	1,5	1,3	1,0	7,5	7,1	6,5
Zawartość wody [%] według PN-EN 1097-5	0,1	0,1	0,1	1,4	1,4	1,4
Gęstość [kg/dm ³] według PN-EN 1097-7	2,65			2,67		
Gęstość pozorną [kg/dm ³] według PN-76/B-06714.06	2,63	2,63	2,64	2,11	2,12	2,15
Zawartość zaprawy (wagowo) [%]	–	–	–	67	51	44
Porowatość [%] według PN-76/B-06714.09	1,58	1,53	1,07	20,97	20,44	19,32
Szczelność według PN-76/B-06714.08	0,9842	0,9847	0,9893	0,7903	0,7956	0,8068

Tab. 2. Skład mieszanek betonowych na 1 m³

Lp.	Składniki	Skład I	Skład II	Skład III	Skład IV
1	Cement [kg]	235	287	289	289
2	Woda [kg]	191	197	190	190
3	Kruszywo ze skał luźnych 0/2 [kg]	429	525	529	528
4	Kruszywo ze skał luźnych 2/4 [kg]	185	226	227	227
5	Kruszywo ze skał luźnych 4/8 [kg]	–	547	–	275
6	Kruszywo ze skał luźnych 8/16 [kg]	–	–	545	273
7	Kruszywo z recyklingu 4/8 [kg]	447	–	551	275
8	Kruszywo z recyklingu 8/16 [kg]	443	541	–	273

Tab. 3. Właściwości techniczne betonów

Właściwość	Skład I	Skład II	Skład III	Skład IV
Konsystencja według PN-ENV 206	F3	F3	F3	F3
Zawartość powietrza [%]	1	0,95	0,9	0,9
Gęstość objętościowa [kg/dm ³]	1,92	2,32	2,33	2,32
Wskaźnik w/c	0,81	0,68	0,66	0,66
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	23,25	25,83	25,42	26,58
Nasiąkliwość [%]	9,63	7,91	8,22	7,57
Gęstość pozorną [kg/dm ³]	2,064	2,128	2,142	2,161

w składach III i IV, największa w składzie I. Wraz ze wzrostem zawartości kruszywa z recyklingu w mieszance betonowej zmniejsza się jej gęstość. Wiąże się to bezpośrednio ze zwiększoną porowatością kruszywa wtórnego.

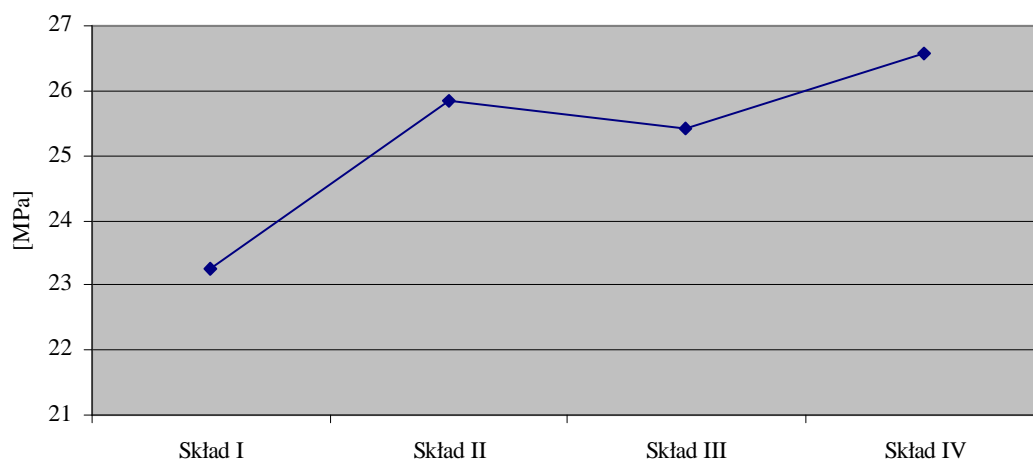
Tabela 4 przedstawia zawartości wybranych składników w przykładowych zaczynach cementowych

wyseparowanych z kruszywa wtórnego oraz z betonu na kruszywie wtórnym (Dworzańczyk, 2006 i 2010). Na rysunku 2 przedstawiono przykładowy derywatogram wykonany na próbkach z zaczynu wyseparowanego z betonu na kruszywie z recyklingu. W separatach z kruszywa wtórnego wykazano duże zawartości wodorotlenku węgla wapnia.

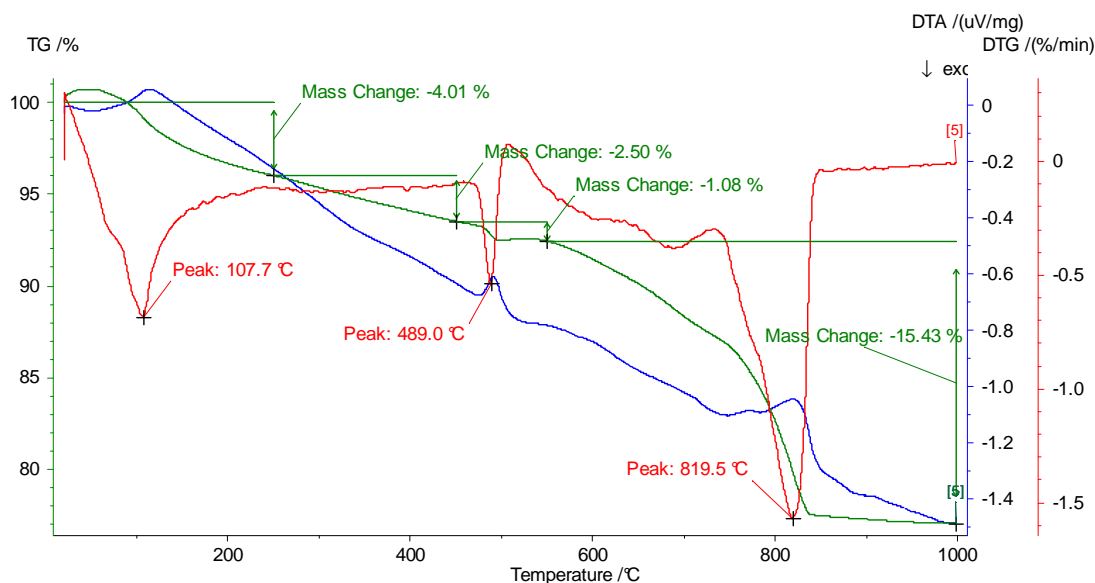
Tab. 4. Zawartość wybranych składników w zaczynach cementowych wyseparowanych z kruszywa wtórnego oraz z betonu na kruszywie wtórnym

Nazwa	w/c	Składniki zaczynu [%]				
		Woda związana			Ca(OH) ₂	CaCO ₃
		H _I	H _{CH}	Σ		
Separat zaczynu cementowego	Nieznany	4,31	2,99	7,03	30	29,90
Separat zaczynu cementowego z betonu na kruszywie wtórnym	0,52	4,47	1,87	6,34	26,08	16,65

Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]



Rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie



Rys. 2. Derywatogram zaczynu cementowego w betonie na kruszywie z recyklingu

4. Wnioski

Stosowanie gruzu betonowego może rozwiązać jeden z podstawowych problemów środowiskowych – ograniczyć wydobycie nieodnawialnych zasobów naturalnych Ziemi. W niniejszym artykule zaproponowano zastosowanie kruszywa z recyklingu pochodzącego z rozbiórki obiektów budowlanych, po odpowiednim przetworzeniu, jako substytutu kruszywa naturalnego w mieszankach betonowych.

Analiza przeprowadzonych badań pozwala stwierdzić, że:

- procedura przygotowania mieszanki betonowej zawierającej kruszywo wtórne jest zbliżona do mieszanki zawierającej kruszywo naturalne; niezbędne jest jednak skorygowanie ilości wody dla uzyskania właściwej urabialności;
- uzyskane wyniki badań w zakresie właściwości kruszywa wtórnego jak też cech technicznych betonów zwykłych na tym kruszywie potwierdzają możliwość uzyskania betonów cementowych o trwałości porównywalnej do trwałości betonu na kruszywie naturalnym;
- wytrzymałość na ścislenie betonu, w którym w różnym stopniu zastępowano kruszywo naturalne frakcji od 2-16 mm kruszywem wtórnym jest porównywalna z wytrzymałością betonu wykonanego w 100% na kruszywie naturalnym (Bołtryk i Pawluczuk, 2007);
- nasiąkliwość betonu na kruszywie wtórnym jest większa niż betonu wykonanego na kruszywie naturalnym.

Podsumowując powyższe można stwierdzić, że kruszywo wtórne uzyskane z rozkruszenia betonu o średniej wytrzymałości na ścislenie może stanowić pełnowartościowy składnik nowego betonu cementowego.

Literatura

- Bołtryk M., Pawluczuk E. (2007). Ocena przydatności kruszywa wtórnego do betonów zwykłych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*. Budownictwo, Zeszyt 31, Białystok.
- Bołtryk M., Pawluczuk E., Dworzańczyk D. (2007). Kruszywo wtórne – właściwości i zastosowanie do betonów zwykłych. W: *Problemy naukowo-badawcze budownictwa*. Tom III. Materiały, technologie i organizacja w budownictwie. PAN, Białystok.
- Dworzańczyk D. (2006). Analiza wpływu domieszki upłynniającej na wybrane cechy zapraw cementowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*. Budownictwo, Zeszyt 27, Białystok.
- Dworzańczyk D. (2010). Zaprawy i betony na kruszywie recyklingowym stosowane w budynkach inwentarskich. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Vol. 1, No. 4.
- Golda A., Giergiczny Z. (2009). Wpływ dodatku kruszywa z recyklingu na konsystencję mieszanek betonowych. W: *Reologia w technologii betonu*. Janusz Szwabowski (red.). *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- RILEM Recommendation. Specifications for concrete with recycled aggregates. *Materials and Structures*. 1994, No. 27, 557-559.

THE INFLUENCE OF RECYCLED AGGREGATE CONTENT UPON SELECTED CONCRETE PROPERTIES

Abstract: The paper presents problems related to production of recycled aggregate and devices for production of this type of aggregate. Determination of the influence of recycled aggregate content upon selected properties of concrete was the aim of this work. Four concrete mixes with different content of recycled aggregate in two granulations were designed. The following features were tested: concrete mix consistency and volume density, concrete compressive strength and freeze resistance. Derivatographic examinations of hardened cement pastes separated from concretes were made and calcium hydroxide, bound water and calcium carbonate contents were determined. The influence of recycled aggregate content upon selected concrete properties is considered in the conclusions.

ZASTOSOWANIE ZAPRAW BEZCEMENTOWYCH W PRACACH PROWADZONYCH W OBIEKTACH ZABYTKOWYCH

Krzysztof POGAN*

MAPEI Polska Sp. z o. o. – Biuro Handlowe w Warszawie, ul. Chałubińskiego 8, 00-613 Warszawa

Streszczenie: Właściwy dobór materiałów stosowanych w pracach renowacyjnych, zwłaszcza a obiektach zabytkowych, stanowiących dobra kultury narodowej, jest zagadnieniem kluczowym i gwarantującym skuteczność i trwałość wykonywanych zabiegów konserwatorskich. Szczególnie istotne jest stosowanie, a zatem świadome wbudowywanie, materiałów zbliżonych pod względem właściwości fizycznych i mechanicznych do tych, które były używane pierwotnie do wznoszenia tych obiektów. Szerokie możliwości dla konserwatorów zabytków daje szeroka gama produktów nie zawierających w swoim składzie cementu. Zaprawy bezzementowe z linii Mape-Antique, gdzie spoiwem jest naturalna pucolana i naturalne wapno hydrauliczne, dają obecnie szerokie możliwości przeprowadzenia właściwych prac renowacyjnych, zapewniających skuteczność, trwałość i estetykę. Na podstawie przykładów realizacji prac renowacyjnych, w referacie przedstawiono możliwości stosowania jakie dają bezzementowe zaprawy.

Słowa kluczowe: zaprawy bezzementowe, renowacja, wzmacnianie konstrukcji murowych.

Materiałami konstrukcyjnymi, służącymi do wznoszenia obiektów murowanych od czasów zamierzchłych były kamień i cegły. Jako spoiwo wykorzystywano wówczas glinę, wapno, gips a w późniejszym czasie również cement. Porowata struktura tych materiałów oraz częsty brak izolacji przeciwwodnych a także nieprawidłowe odprowadzenie wód opadowych skutkuje zawilgoceniem murów. Jest to główna przyczyna złuszczenia powłok malarskich, destrukcji tynków, co również determinuje rozwój grzybów i pleśni. Z uwagi na występujący w murach transport kapilarny wody najbardziej zawilgocone są partie w okolicach przyziemia, natomiast ich wyższe partie charakteryzują się mniejszym stopniem wilgotności (Gruszczyński i Siwek, 2011).

Intensywność zjawiska podciągania kapilarnego jest pochodną równowagi pomiędzy wydajnością pochłaniania wody przez mur a efektywnością parowania dyfuzyjnego. Reakcją na każde odparowanie wody z konstrukcji ściany jest jej ruch z gruntu, powodujący uzupełnienie jej ilości w murze (Janowski i Płuska, 2007 i 2008). Woda, która znajduje się w murze, do wysokości przyziemia, przemieszcza się w nim pionowo w całym przekroju. Natomiast powyżej poziomu gruntu jej ruch odbywa się w stronę powierzchni muru, gdzie następuje odparowanie. Największy poziom zawilgocenia z reguły obserwuje się w wewnętrznych warstwach muru, z których to odparowanie wilgoci jest utrudnione. Sole rozpuszczalne w wodzie transportowane są przez system

porów kapilarnych do strefy odparowania na powierzchni muru, gdzie krystalizują w warstwach przypowierzchniowych lub na samej powierzchni ściany. Krystalizujące sole prowadzą do zniszczenia konstrukcji muru jak również tynku. Powodowane jest to faktem, że podczas procesu krystalizacji sole wielokrotnie zwiększają swoją objętość, generując na ścianki porów kapilarnych otaczającego materiału ciśnienia, powodujące destrukcję zarówno tynku jak również materiału konstrukcyjnego muru (cegła, kamień, spoiny). Wykwity solne charakteryzują się dodatkowo wysoką higroskopijnością, przez co dochodzi do ich cyklicznej krystalizacji i rozpuszczania w zależności od wilgotności powietrza, co skutkuje szybką destrukcją tynku. Wykrystalizowane na powierzchni ściany wykwity solne znacząco redukują dyfuzję pary wodnej, co skutkuje zwiększeniem wilgotności ściany i zwiększeniem strefy zawilgocenia, ze względu na potrzebę utrzymania określonej wydajności parowania dyfuzyjnego. Jedynym skutecznym sposobem zahamowania tych niekorzystnych procesów jest odcięcie dopływu wody transportującej rozpuszczalne sole przez wykonanie sprawnie działających izolacji pionowych i blokad poziomych. Równolegle należy ułatwić odparowanie wody zgromadzonej w konstrukcji ściany, przez zastosowanie paroprzepuszczalnych tynków renowacyjnych, o wysokiej wartości współczynnika dyfuzji pary wodnej i posiadających zdolność

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.pogan@mapei.pl

do gromadzenia w swojej porowatej strukturze kryształów soli.

Wysokość podciągania kapilarnego ulega wydatnemu podniesieniu przez wykonanie szczelnej warstwy muru (kamienny cokół, zastosowanie szczelnego tynku cementowego lub akrylowego, zastosowanie powłok z farb nieprzepuszczalnych dla pary wodnej), która ogranicza lub wręcz uniemożliwia dyfuzję pary wodnej. Strefa odparowania ulega wtedy przemieszczeniu w wyższe partie muru. Jest to jeden z częściej popełnianych błędów podczas renowacji budynków.

Renowacja obiektów zabytkowych jest procesem złożonym, na który składają się analiza stanu bieżącego, diagnostyka, dobór odpowiednich materiałów oraz opracowanie metodologii i technologii prac. Dla zagadnień związanych z renowacją obiektów zabytkowych opracowana została w laboratoriach naukowo-badawczych Grupy MAPEI specjalna linia produktów beczementowych Mape-Antique, w skład której wchodzi gotowe tynki renowacyjne (Mape-Antique Rinzafo, Mape-Antique MC, Mape-Antique CC, Mape-Antique FC), zaprawy do tynkowania i murowania (Mape-Antoque Intonacho NHL, Mape-Antique Strutturale NHL), spoiwa służące do przygotowywania specjalnych zapraw beczementowych oraz zaczyny iniekcyjne do konsolidacji konstrukcji murowych czy tynków (Mape-Antique I), również tych pokrytych freskami (Mape-Antique F21). Warto tu wspomnieć także o systemie wzmacniania konstrukcji murowych z zastosowaniem siatki z włókna szklanego (Mapegrid G120, Mapegrid G220) wklejanej w beczementową zaprawę mineralną Planitop HDM Restauro (Pogan, 2008). Produkty te nie ustępują podobnym, obecnym na rynku, natomiast oprócz charakterystyki fizykochemicznej i morfologicznej zbliżonej do produktów stosowanych w czasach historycznych, wykazują wysoką fizyczną i chemiczną odporność na oddziaływanie substancji agresywnych, takich jak siarczany, chlorki czy azotany często obecne w zawilgoconych konstrukcjach murowych. Struktura makro-porowata tych produktów umożliwia odparowanie wilgoci znajdującej się w murach, zapewniając szybkie wysychanie konstrukcji narażonej na podciąganie kapilarne i równocześnie eliminując powstawanie na powierzchni wykwitów. Produkty te ze względu na swoją fizyczną i chemiczną kompatybilność z podłożem zalecane są do stosowania podczas prowadzenia prac renowacyjnych głównie w obiektach zabytkowych (Pogan, 2008; Wała i Rosiek, 2009).

Należy pamiętać, że produkty zawierające hydrauliczne wapno, wapno hydratyzowane czy naturalne wapno, nawet przy wystarczającej porowatości i kompatybilności wobec oryginalnie użytych materiałów, nie są w pełni odporne na agresję chemiczną. Wolne wapno, zawarte w tych materiałach, może reagować z siarczanami pochodzącymi z murów i transportowanymi wraz z wilgocią, tworząc gips a w obecności glinianów formuje kryształy ettryngitu, wysoce ekspansywną soli powodującą powstawanie rys i silną degradację (Kurdowski, 2010).

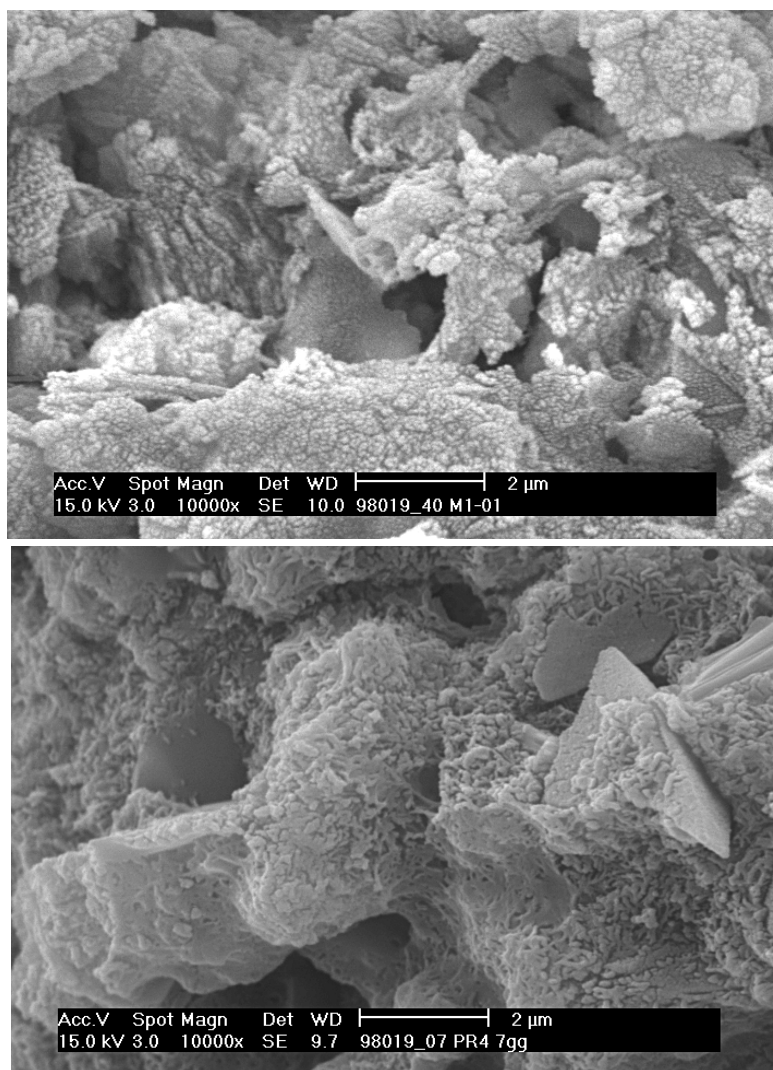
Dlatego też do renowacji obiektów zabytkowych zaleca się wykorzystywanie tynków renowacyjnych, które charakteryzują się stosunkowo niską wytrzymałością, wysoką porowatością i paroprzepuszczalnością. Jako spoiwo wykorzystywane jest tu wapno hydrauliczne i pucolana naturalna. Nowatorstwo tynków renowacyjnych Mape-Antique polega na wykorzystaniu w ich recepturze ekologicznej pucolany o bardzo wysokiej reaktywności i jasnym kolorze, co znacząco ułatwia barwienie tynków w masie i uzyskanieżądanego efektu estetycznego i dekoracyjnego.

Witruwiusz (Marcus Vitruvius Pollio – rzymski architekt i inżynier wojenny żyjący w I w. p.n.e.) w swoim dziele „O Architekturze ksiąg dziesięć” (Księga II, Rozdział VI) wspomina nie tylko o właściwych proporcjach mieszania piasku i wapna, lecz także o przygotowaniu wapna hydraulicznego z mieszanki wapna powietrznego, piasku i tufu wulkanicznego o kolorze purpurowo-czerwonym. Ten ostatni tworzy się w wyniku scementowania wyrzuconego przez Wezuwiusz pyłu wulkanicznego, występującego w okolicach Neapolu, a zwłaszcza miasta Pozzuoli, od którego pochodzi nazwa „pucolany” (z łaciny *pulvis puteolana*): „Istnieje także pewien gatunek pyłu, który dzięki przyrodzonym właściwościom wytwarza rzeczy godne podziwu. Występuje on w okolicy Bajów i na gruntach municypiów leżących dookoła Wezuwiusza. Proszek ten zmieszany z wapnem i łamanym kamieniem nie tylko zapewnia trwałość wszystkich budowli, lecz nawet użyty przy budowie grobli w morzu twardnieje pod wodą”. Stąd też obecne poszukiwania właściwych surowców do wytwarzania materiałów o zbliżonych właściwościach w stosunku do „historycznych zapraw” (Szelağ i Skorek, 2009; Wała i Rosiek, 2009).

Zastosowanie w tynkach renowacyjnych naturalnej pucolany powoduje, że reakcja pomiędzy wodą, wodorotlenkiem wapniowym Ca(OH)_2 , dwutlenkiem krzemu SiO_2 i tlenkiem glinu Al_2O_3 , które są zawarte w formie amorficznej w pucolanie, powoduje powstanie uwodnionego krzemianu wapniowego (C-S-H) i glinianu wapniowego (C-A-H), które są odporne na działanie wody i zwiększają trwałość i wytrzymałość zaprawy.

Omawiane produkty z linii Mape-Antique nie zawierają wolnego wapna, stąd te negatywne zjawiska nie zachodzą. Dlatego też już po kilku dniach dojrzewania morfologiczna struktura produktu jest porównywalna z charakterystyczną dla „historycznych zapraw” opartych na cemencie romańskim.

Niezaprzeczalne zalety systemu zapraw beczementowych spowodowały, że został on wykorzystany do renowacji, pochodzącego z 1698 roku Kościoła wraz z budynkami klasztorowymi w Starej Wsi, należących do Ojców Jezuitów. Prace renowacyjne realizowane są ze



Rys.1. Struktura zaprawy pucolanowej pobranej z murów Bazyliki Św. Franciszka w Asyżu (na górze) oraz zaprawy Mape-Antique MC po 7 dniach dojrzewania (na dole) – zdjęcia z archiwum MAPEI SpA

środków Unii Europejskiej pochodzących z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Podkarpackiego na lata 2007-2013.

Prace remontowe rozpoczęły się w 2010 roku a ich zakres był niezwykle szeroki. Podstawowe prace obejmowały naprawę uszkodzeń konstrukcji budynku powodowanych wieloletnią eksploatacją i nieprawidłowo prowadzonymi remontami (na przykład stosowanie tynków na bazie cementu, szczelnych powłok malarskich).

Prace, przy których wykorzystano materiały beczementowe, obejmowały całkowitą wymianę tynków zewnętrznych w całym obiekcie wraz z odtworzeniem poziomej izolacji przeciwwodnej przez zastosowanie iniekcji krzemianującej. Równocześnie prowadzono prace obejmujące całkowitą wymianę stolarki drzwiowej i okiennej oraz obróbek blacharskich, które znajdowały się w stanie całkowitej destrukcji.

Działania naprawcze rozpoczęto od usunięcia warstw tynku i uzupełnienia uszkodzonych elementów murowych oraz spoin między cegłami. Wykorzystano tym celu zaprawę murarską, która charakteryzuje się odpowiednimi właściwościami reologicznymi i mimo znacznej porowatości, wytrzymałością na ściskanie w klasie M15.

Jednocześnie z powyższymi pracami wykonano odtworzenie izolacji poziomej metodą krzemianującej iniekcji blokującej. Otwory po usunięciu pakerów wypełniono materiałem beczementowym, o wysokiej ciekłości.

Po uzupełnieniu i wyspoinowaniu muru odtworzono warstwy tynkarskie, typowe dla materiałów renowacyjnych, których układ jest następujący:

- tynk podkładowy Mape-Antique Rinzafto, którego zadaniem jest zapewnienie przyczepności kolejnych warstw a charakteryzujący się wysoką odpornością chemiczną,
- tynk renowacyjny Mape-Antique MC – beczementowy tynk o wysokiej porowatości a tym samym o dużej zdolności do magazynowania soli,
- warstwa wygładzająca Mape-Antique FC – drobnoziarnista zaprawa beczementowa do wyrównania powierzchni,
- warstwa ochronna (dekoracyjna) Silancolor Tonachino – hydrofobowa, cienkowarstwowa silikonowa masa tynkarska o wysokiej paroprzepuszczalności i trwałości barwy



Rys. 2. Układ kolejnych warstw tynku renowacyjnego na Wieży Kościoła oo. Jezuitów w Starej Wsi: a) tynk podkładowy Mape-Antique Rinzafo, b) tynk renowacyjny Mape-Antique MC, c) warstwa wygładzająca Mape-Antique FC, d) hydrofobowy, cienkowarstwowy, barwiony w masie silikonowy tynk nawierzchniowy Silancolor Tonachino – zdjęcia z archiwum MAPEI Polska Sp. z o. o.



Rys. 3. Wieże Kościoła o. Jezuitów w Starej Wsi po renowacji z wykorzystaniem systemu Mape-Antique – zdjęcia z archiwum MAPEI Polska Sp. z o. o.

Kolejnym przykładem wykorzystania właściwości zestawu materiałów bezcementowych jest obiekt XIV-wiecznego Sanktuarium Maryjnego w Świętej Lipce (gmina Reszel). Ze względu na trudne warunki wilgotnościowo-temperaturowe oraz specyfikę obiektu, gdzie nie sprawdziły się rozwiązania pierwotnie proponowane, zostaliśmy poproszeni o interwencję i rozwiązanie problemu. Skutecznym okazał się tynk podkładowy, dzięki któremu wyrównano właściwości podłoża (fragmenty oryginalnych zapraw, miejsca naprawiane wcześniej, obszary poddane renowacji bieżącej), uzyskano właściwą przyczepność

do istniejącego (zróżnicowanego) podłoża warstwy docelowego tynku renowacyjnego, co skutkowało wykonaniem warstwy ciągłej, nie wykazującej zarysowań i spękań. Kolumny znajdujące się na elewacji bazyliki wzmocniono powierzchniowo wklejając w warstwę bezcementowej, dwuskładnikowej zaprawy siatkę z alkaloodpornego włókna szklanego.

Mur otaczający krużganki poddano renowacji przy użyciu zestawu – bezcementowy tynk podkładowy, bezcementowa zaprawa murarska o wytrzymałości klasy M15 oraz drobnoziarnista zaprawa wyrównująca.



Rys. 4. Widok fragmentu muru w Sanktuarium Maryjnym w Świętej Lipce, podczas wykonywania prac renowacyjnych z zastosowaniem zapraw bezcementowych Mapei-Antique – zdjęcia z archiwum MAPEI Polska Sp. z o. o.



Rys. 5. Widok Sanktuarium Maryjnego w Świętej Lipce podczas prowadzonych prac renowacyjnych (2010-2011) – zdjęcia z archiwum MAPEI Polska Sp. z o. o.

Naprawa obiektów zabytkowych, uszkodzonych w wyniku działania wilgoci i zasolenia jest zadaniem złożonym i wymagającym wielu zabiegów technologicznych poprzedzonych rzetelną analizą przyczyn zaistniałego stanu. Warunkiem udanej rewitalizacji jest odpowiedni dobór materiałów, gdzie kluczowym zagadnieniem jest fizyczna i chemiczna ich kompatybilność z podłożem i rodzimymi materiałami używanymi do wznoszenia obiektów a także staranne wykonanie prac remontowych.

System renowacji zabytków oparty o prezentowane tu wybrane możliwości zastosowania oferuje bogate i skuteczne narzędzie dla Wykonawców i Inwestorów. Jakość tych rozwiązań została potwierdzona i zweryfikowana podczas ich aplikacji w wielu obiektach zabytkowych, także w Polsce.

Literatura

- Gruszczyński M., Siwek J. (2011). Naprawa i wzmocnienie konstrukcji murowych z wykorzystaniem systemu Mape-Antique na przykładzie renowacji Zespołu Klasztornego oo. Jezuitów w Starej Wsi. W: materiały IX Konferencja Naukowo-Techniczna Inżynierskie Problemy Odnowy Staromiejskich Zespołów Zabytkowych REW-INŻ 2011, Kraków 1-3 czerwca 2011.
- Janowski Z., Płuska I. (2007) Tynk i zaprawa – technologie i naprawy. cz. I. *Renowacje i Zabytki*, 4/2007.
- Janowski Z., Płuska I. (2008) Tynk i zaprawa – technologie i naprawy. cz. II. *Renowacje i Zabytki*, 1/2008.
- Kurdowski W. (2010). Chemia Cementu i Betonu. Wydawnictwo Polski Cement i Wydawnictwo Naukowe PWN, Kraków-Warszawa 2010.
- Pogon K. (2008). Renowacja obiektów zabytkowych z zastosowaniem specjalistycznych produktów Mapei. *Warstwy Dachy i Ściany*, 3/2008.
- Szeląg H., Skorek A. (2009). Przeszłość i przyszłość cementu rromańskiego. *Wiadomości Konserwatorskie*, 26/2009, Wrocław.
- Wala D., Rosiek G. (2009). Synteza spoiw wapiennych z zastosowaniem różnych minerałów ilastych w kontekście zapraw historycznych. *Wiadomości Konserwatorskie*, 26/2009, Wrocław.

RENOVATION HISTORICAL BUILDINGS BY APPLYING CEMENT-FREE SPECIAL MORTARS

Abstract: The main aim of the following article is to present Mape-Antique, a modern and innovative system of totally cement-free renovation mortars. Its uniqueness lays in the use of natural binder of pozzolanic ash, which is not only a completely ecological material but also allows to obtain renders and mortars of an identical structure and properties as the materials based on lime, which had been used in passed centuries. Components of Mape-Antique system and rules of their application are presented in an evident examples of renovation works in a few prestigious and references historical objects in Poland.

POTENCJAŁ APLIKACYJNY METODY DEMATEL I JEJ ROZSZERZENIE W BUDOWNICTWIE

Mirosław DYT CZAK^{a*}, Grzegorz GINDA^a, Beata GOTOWAŁA^b, Nina SZKLENNIK^c

^a Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole

^b AMW (OT Szczecin), ul. Nowowiejska 26A, 00-911 Warszawa

^c Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

Streszczenie: Metoda DEMATEL sprawdza się powszechnie w roli efektywnego narzędzia do analizy przyczynowo-skutkowej procesów, ujmujących czynniki o zarówno łatwo, jak i trudno mierzalnej naturze. Jej rozwój spowodował jednak poszerzenie możliwości aplikacyjnych. W pracy przedstawiono możliwości zastosowania metody DEMATEL w budownictwie. Zilustrowano je przykładami obliczeniowymi dotyczącymi analizy łańcuchów przyczynowo-skutkowych oraz wielokryterialnej analizy decyzji.

Słowa kluczowe: budownictwo, przyczyna, skutek, kryteria, decyzja, DEMATEL.

1. Wprowadzenie

Wytwory budownictwa dają człowiekowi schronienie oraz umożliwiają realizację innych, licznych i zróżnicowanych celów. Budownictwo stanowi więc wyjątkowy rodzaj powszechnej działalności. Współczesne uwarunkowania sprawiają, że działalność budowlaną charakteryzuje znaczny stopień złożoności. Złożoność ta wynika zarówno ze specyficznych cech wytworów budownictwa, jak i samego procesu ich wytwarzania. Produkty budownictwa muszą bowiem spełniać wiele (często sprzecznych wymagań), są kosztowne, proces ich wytwarzania jest złożony, czasochłonny i zasobochłonny. Ponadto w proces powstawania obiektów budowlanych zaangażowani są zróżnicowani uczestnicy.

Złożoność działalności budowlanej sprawia, że pojawia się w jej trakcie konieczność rozwiązywania, zagadnień decyzyjnych o znacznie zróżnicowanym (i często wielodyscyplinarnym) charakterze. Należą do nich przykładowo zagadnienia związane z wielokryterialną analizą wariantów decyzji oraz identyfikacją czynników łańcucha przyczynowo-skutkowego. Do rozwiązywania zagadnień o takim właśnie charakterze nadaje się metoda DEMATEL.

2. Metoda DEMATEL

DECision MAKing Trial and Evaluation Laboratory została utworzona w Batelle Institute w Genewie we wczesnych latach 70-ych ubiegłego wieku (Gabus i Fontela, 1972). Utworzono ją z myślą o wspomaganiu rozwiązywania gospodarczo-społeczno-środowiskowych problemów globalnych i lokalnych ówczesnego świata. Jej podstawowym przeznaczeniem była identyfikacja roli czynników łańcuchów przyczynowo-skutkowych. Wkrótce też o niej prawie zupełnie zapomniano na kilkadziesiąt lat. Pamięć o niej została odświeżona na przełomie wieków. Ponowne zainteresowanie nią pojawiło się tym razem głównie w krajach Dalekiego Wschodu. Została ona z powodzeniem zaadaptowana do rozwiązywania innych, niż to pierwotnie przewidziano, zagadnień. Nowe zastosowania objęły m.in. problemy zarządzania przedsiębiorstwem i jego zasobami, marketingu, a także inżynierii produkcji. Adaptując metodę do rozwiązywania bardziej zróżnicowanych zagadnień praktycznych znacznie ją ulepszono, umożliwiając m.in. przeprowadzanie analiz w warunkach rozmytości dostępnej informacji i zagadnień stochastycznych, wprowadzając przy tym nowe elementy, jak np. próg wrażliwości.

Większość zastosowań wiąże się wciąż jednak z identyfikacją roli czynników łańcucha przyczynowo-skutkowego. Metodę zaadaptowano jednak także do rozwiązywania zagadnień wielokryterialnej (wielo-

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.dytczak@po.opole.pl

atrybutowej) analizy decyzji (ang. *multi-criteria decision analysis*, MCDA) (Dytczak, 2008). Zintegrowano ją przy tym z innymi metodami MCDA (Dytczak i Ginda, 2010).

Podstawę metody stanowią porównania parami rozważanych obiektów (czynników) z uwagi na bezpośredni wpływ. Metoda jest podobna pod względem zasad oceny relacji między obiektami do analizy hierarchicznej/sieciowej procesów (AHP/ANP) (Saaty, 1980). Stosowana jest tu także podobna jak w AHP/ANP, dyskretna skala oceny relacji między obiektami. Przyjmuje ona formę $0 - N$, przy czym jej najniższy poziom odpowiada brakowi wpływu pierwszego z porównywanych, w ramach par, obiektów nad drugim. Najwyższy poziom skali N odpowiada natomiast skrajnie dużemu wpływowi pierwszego obiektu na drugi. Poziomy pośrednie odpowiadają stopniowemu zwiększaniu wpływu pierwszego obiektu nad drugim. Przykładowo, w oryginalnej wersji DEMATEL zaproponowano skalę o $N = 4$, której pośrednie stopnie odpowiadały:

1. niewielkiemu wpływowi pierwszego z obiektów rozważanej pary nad drugim,
2. wyraźnemu wpływowi pierwszego z obiektów,
3. jeszcze bardziej wyraźnemu (bardzo dużemu) wpływowi pierwszego z obiektów.

DEMATEL zawdzięcza sukcesy aplikacyjne nieskomplikowanemu opisowi modelu rozważanych zagadnień oraz stosowanych przekształceń matematycznych. Komplet oceny relacji bezpośredniego wpływu pozwala na zbudowanie skierowanego grafu bezpośredniego wpływu. W przekształceniach matematycznych wykorzystuje się wyrażającą ją macierz bezpośredniego wpływu A . Na jej podstawie otrzymuje się macierz całkowitego (zarówno bezpośredniego, jak i pośredniego) wpływu T . Jej elementy pozwalają wyznaczyć wartości 2 charakterystycznych wskaźników: pozycji (prominencji) i relacji, identyfikujących charakter rozważanych obiektów odpowiednio w kontekście roli w procesie ustalania struktury wpływu obiektów oraz wpływu na pozostałe objekty. Pozwala to ustalać stopień całkowitego wpływu obiektów, a w konsekwencji je rangować i identyfikować ich (przyczynowy i skutkowy) charakter. Wyniki analizy całkowitego wpływu można także uczytelnić przy pomocy tzw. *mapy całkowitego wpływu*, pokazującej relacje wpływu zachodzące pomiędzy poszczególnymi obiektami. W celu dalszego pogłębienia wiedzy na temat źródeł wpływu obiektów można wykorzystać identyfikację charakteru obiektów w kontekście wywierania przez nie pośredniego wpływu.

W przypadku wielokryterialnego wspomagania decyzji wykorzystuje się podział analizy na analizy cząstkowe podporządkowane pojedynczym kontekstom (kryteriom), a następnie ważone, sumacyjne agregowanie odpowiednio ujednoliconych (zunitaryzowanych) wyników analiz cząstkowych. Ponadto, zmianie ulega kontekst porównywania obiektów w parach. Tym razem dotyczy on bowiem relacji bezpośredniej przewagi, a nie bezpośredniego wpływu. Szczegółowe zasady stosowania DEMATELa do wielokryterialnej oceny obiektów zostały opisane w pracach (Dytczak, 2008 i 2010).

3. Potencjał aplikacyjny DEMATELa w budownictwie

3.1. Rodzaje problemów decyzyjnych

Przegląd zastosowań metody można przykładowo znaleźć w pracach (Dytczak i Ginda, 2009; Dytczak, 2010). Ich analiza wskazuje na znaczne zróżnicowanie dziedzin zastosowania. W przypadku budownictwa została wykorzystana zarówno możliwość identyfikacji charakteru rozważanych grup obiektów, jak i wielokryterialnej analizy decyzji.

Poniżej przedstawiono przykłady zastosowań w budownictwie. Z jednej strony dają one pewien pogląd na konkretne możliwości aplikacyjne, z drugiej jednak warto je potraktować jako rodzaj inspiracji odnośnie innych zastosowań w budownictwie. W pracy (Dytczak, 2010) określono cztery obszary zastosowań metody przydatnych w budownictwie:

1. ocena (stopnia wykorzystania zasobów i stosowanych rozwiązań);
2. identyfikacja (związków przyczynowo-skutkowych, charakteru obiektów, zagrożeń, źródeł zanieczyszczeń, elementów składowych i trybów użytkowania wrażliwych na awarie);
3. optymalizacja (racjonalizacja polityki remontowej);
4. szacowanie (wartości nieruchomości).

3.2. Identyfikacja związków przyczynowo-skutkowych

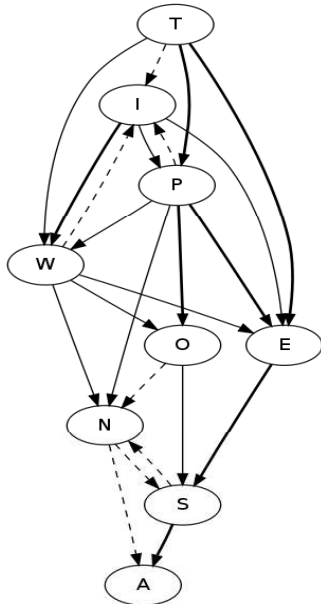
W przypadku identyfikacji związków przyczynowo-skutkowych na uwagę zasługuje zastosowanie DEMATELa do identyfikacji przyczyn awarii konstrukcji (Dytczak i in., 2011), opóźnień w realizacji robót budowlanych (Dytczak i in., 2010; 2011b). Użyto jej również do określenia roli kryteriów stosowanych przy kształtowaniu polityki remontowej związanej z utrzymaniem zasobów spółdzielni mieszkaniowej (Dytczak i Ginda, 2009).

Poniżej przedstawiono zasady analizy i wyniki DEMATEL odnoszące się do identyfikacji przyczyn zniszczenia awarii przekrycia osadnika oczyszczalni ścieków (Dytczak i in., 2011a). Ujęto przy tym następujące grupy czynników mających na jej wystąpienie potencjalny wpływ:

1. decyzje podmiotów zaangażowanych w projektowanie i realizację konstrukcji przekrycia (projektanta P, inwestora I, wykonawcy W);
2. czynniki niezależne od powyższych podmiotów (innowacyjny charakter konstrukcji T);
3. czynniki związane z zachowaniem materiału i konstrukcji (występowanie bardziej niekorzystnych, niż przewidziano to w projekcie, wartości i układów obciążeń konstrukcji O; niedostateczna sztywność konstrukcji E; utrata stateczności przez konstrukcję S; przekroczenie stanów granicznych konstrukcji N; awaria konstrukcji A).

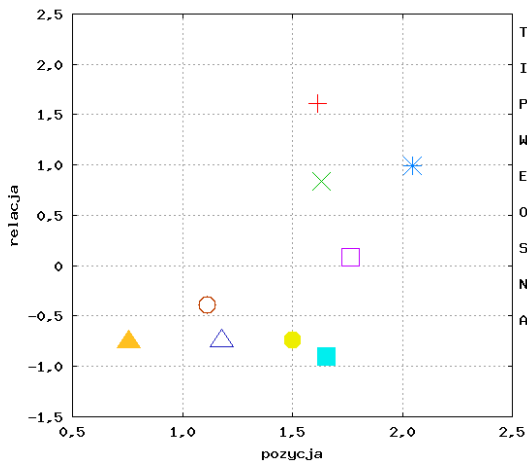
Do oceny wpływu poszczególnych czynników posłużono się skalą o wartości parametru $N = 3$. Wartości ocen relacji bezpośredniego wpływu w ramach poszczególnych par czynników ustalono na podstawie

analizy przebiegu procesu przygotowania i realizacji konstrukcji, jej charakteru oraz wyników oględzin, a także laboratoryjnych i symulacyjnych badań zachowania konstrukcji i materiału. Uzyskany graf bezpośredniego wpływu pokazuje rysunek 1. Wartości ocen relacji zakodowano na nim przy pomocy krojów linii łuków. Ciągła linia gruba odpowiada ocenie 3, ciągła cienka linia ocenie 2, zaś linia kreskowa odpowiada ocenie 1.



Rys. 1. Graf bezpośredniego wpływu dla zagadnienia identyfikacji przyczyn awarii

W wyniku przeprowadzonych obliczeń określono całkowity wpływ poszczególnych czynników. W ujęciu ogólnym wyraża go wykres wartości wskaźników pozycji i relacji pokazany na rysunku 2.



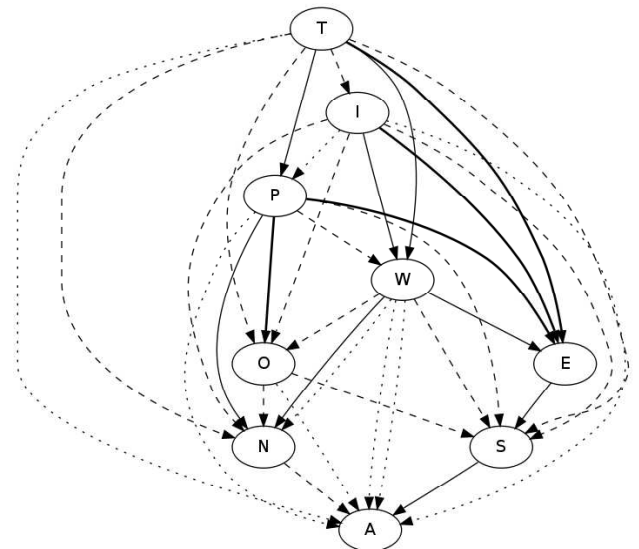
Rys. 2. Wskaźniki pozycji i relacji poszczególnych czynników dla zagadnienia przyczyn awarii

Na podstawie otrzymanych wartości wskaźników można stwierdzić, że z uwagi na największą wartość wskaźnika relacji, czynnikiem o największym sumarycznym wpływie jest T. Nieco mniejszym wpływem legitymują się czynniki P oraz I. Wyraźnie dodatnie wartości wskaźnika relacji, osiągnięte w przypadku

powyższych czynników wskazują na ich przyczynowy charakter. Większość pozostałych czynników wykazuje wyraźnie ujemną wartość wskaźnika relacji. Można je więc traktować jako skutki oddziaływania przyczyn. Wyjątkiem jest czynnik W, który wykazuje się małą dodatnią wartością wskaźnika relacji. Powoduje to, że można go sklasyfikować jako czynnik o mieszanej, częściowo przyczynowej, a częściowo skutkowej naturze.

Z kolei ponadprzeciętne wartości wskaźnika pozycji pozwalają wyróżnić grupę czynników odgrywających wiodącą rolę przy ustalaniu charakteru poszczególnych czynników (W, E, I, T, S, a zwłaszcza P). Niższe od przeciętnych wartości wskaźnika pozycji wskazują natomiast na czynniki mało aktywne w procesie identyfikacji roli czynników (A). Wobec przeciętnych wartości wskaźnika pozycji, pozostałe czynniki mają raczej umiarkowany wpływ na ustalanie roli czynników.

Ostatecznie więc zidentyfikowano główną przyczynę awarii w postaci innowacyjnego charakteru konstrukcji T. Do grupy przyczyn można także zaliczyć czynniki decyzji projektanta P i inwestora I. Skutkami poza awarią okazały się: obniżona sztywność E, utrata stateczności S i przekroczenie stanów granicznych konstrukcji N oraz bardziej niekorzystne wartości i układy obciążeń, niż to przewidziano w projekcie O. Mapa całkowitego wpływu przedstawiona na rysunku 3 potwierdza mieszaną rolę czynnika decyzji wykonawcy, zarówno przyczyny jak i skutku. Wykorzystane na niej kroje linii wyrażają zróżnicowanie stopnia całkowitego wpływu. Linia ciągła gruba odpowiada największemu wpływowi, cienka linia ciągła nieco mniejszemu wpływowi, linia kreskowa jeszcze mniejszemu wpływowi, a kropkowa zdecydowanie najmniejszemu wpływowi.



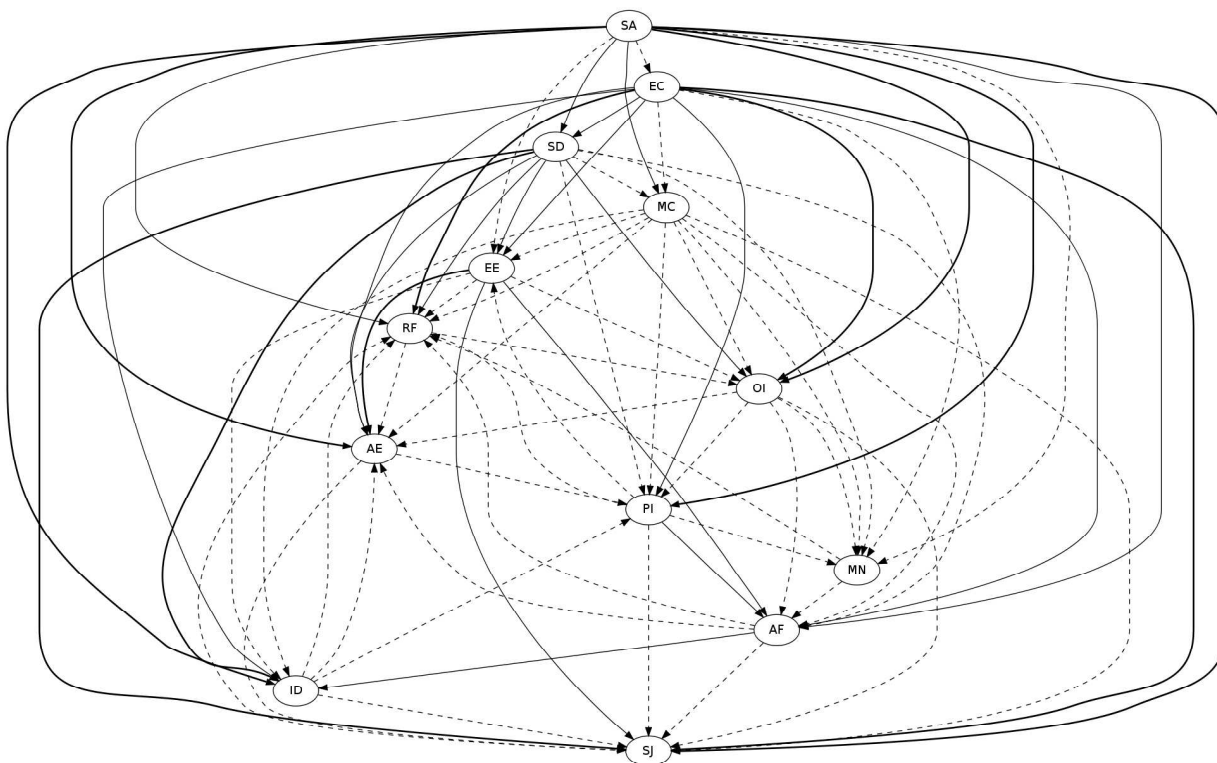
Rys. 3. Mapa całkowitego wpływu czynników dla zagadnienia przyczyn awarii

W podobny sposób przeprowadzono także analizę przyczyn opóźnień w realizacji strategicznej inwestycji, której poświęcono osobne opracowanie (Dytczak i in., 2011b).

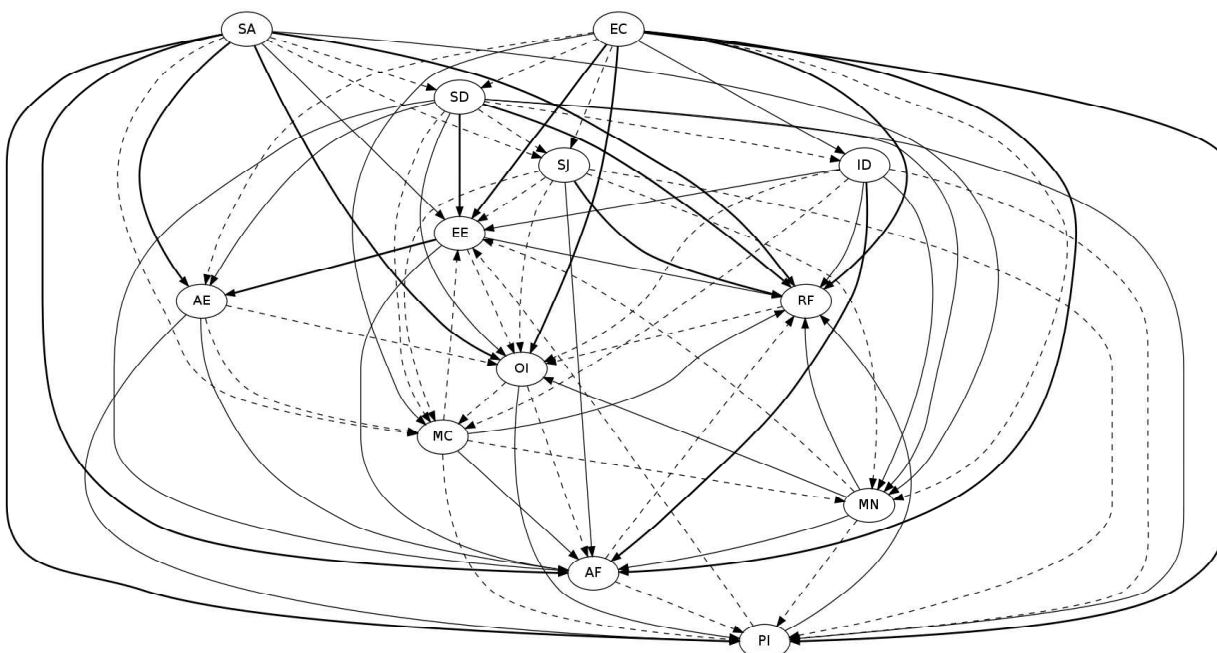
Poniżej omówiono natomiast bardziej szczegółowo przypadek zastosowania DEMATELa, do identyfikacji

roli czynników kształtowania polityki remontowej spółdzielni mieszkaniowej (Dytczak i Ginda, 2009). Jest on ciekawy ze względu na wielowymiarowy charakter i wykorzystuje analizę wrażliwości, związaną z wpływem kontekstu wpływu 2 aspektów oceny: ekonomicznego oraz społecznego. Rozważono przy tym następujące czynniki: oczekiwane korzyści ekonomiczne (EE), bezpieczeństwo użytkowników budynków (SA), wymaganą ilość środków finansowych (RF), dostępną ilość środków finansowych (AF), przeciwdziałanie degradacji zasobów spółdzielni (SD), potrzeby

modernizacji (MN) i uzupełniania braków (MC), oczekiwany wzrost oszczędności energii (EC), efekty poprzednich zabiegów (PI), potrzeba poprawy estetyki budynków i ich otoczenia (AE), organizacja działań (OI), żądania użytkowników budynków (ID) oraz zasady sprawiedliwości społecznej (SJ). Bezpośredni wpływ zmierzono dzięki użyciu skali ocen o $N = 3$. Wynikające stąd postaci grafów bezpośredniego wpływu przedstawiono na rysunkach 4 i 5. Intensywność relacji ponownie zakodowano w nich przy użyciu zróżnicowanych krojów linii łuków.



Rys. 4. Graf bezpośredniego wpływu czynników (kontekst ekonomiczny)



Rys. 5. Graf bezpośredniego wpływu czynników (kontekst społeczny)

Analizę wrażliwości przeprowadzono dzięki zastosowaniu sumacyjnej, linowej agregacji wartości wskaźników pozycji i relacji. Na podstawie zagregowanych wartości wskaźnika pozycji ustalono, że największą rolę w ustalaniu charakteru czynników odgrywają: oczekiwane efekty oszczędności energii EC, bezpieczeństwo użytkowników SA oraz przeciwdziałanie degradacji zasobów spółdzielni SD. Natomiast najbardziej skromną rolę odgrywają czynniki potrzeb modernizacji MN i uzupełniania braków MC.

Zagregowane wartości wskaźnika relacji pozwoliły na wyróżnienie trzech grup czynników: kluczowych, przeciętne oraz mało znaczących dla kształtowania polityki remontowej. Czynniki kluczowymi okazały się przy tym: bezpieczeństwo użytkowników SA, oczekiwane oszczędności energii EC oraz przeciwdziałanie degradacji zasobów SD. Grupę przeciętnie znaczących czynników tworzą: potrzeby uzupełniania braków MC, żądania użytkowników budynków ID, spodziewane efekty ekonomiczne EE, potrzeby modernizacji MN oraz zasady sprawiedliwości społecznej SJ. Pozostałe czynniki można uznać jako zdecydowanie najmniej ważne.

Inspiracji odnośnie możliwości zastosowania DEMATELA w budownictwie w roli narzędzia analizy przyczynowo-skutkowej mogą także dostarczyć przeglądy zastosowań w innych dziedzinach działalności człowieka (Dytczak i Ginda, 2009; Dytczak, 2010). Wynika z nich, że możliwe jest zastosowanie metody w tym kontekście do modelowania i rozwiązywania zagadnień związanych z zarządzaniem zasobami ludzkimi (ocena i dobór kadr), problematyką społeczno-gospodarczą (identyfikacji pożądanych i odbioru cech produktów oferowanych przez budownictwo), środowiskową (ustalenie stopnia oddziaływania budownictwa na otoczenie), oceną dostępnej informacji i procesem wspomagania zarządzania wiedzą, zarządzaniem zasobami przedsiębiorstwa z uwzględnieniem zasobów trudno mierzalnych, identyfikacji optymalnego systemu zarządzania przedsiębiorstwem oraz zagrożeń i szans jego rozwoju, określania kluczowych czynników bezpieczeństwa w przedsiębiorstwie i w trakcie wykonywania robót.

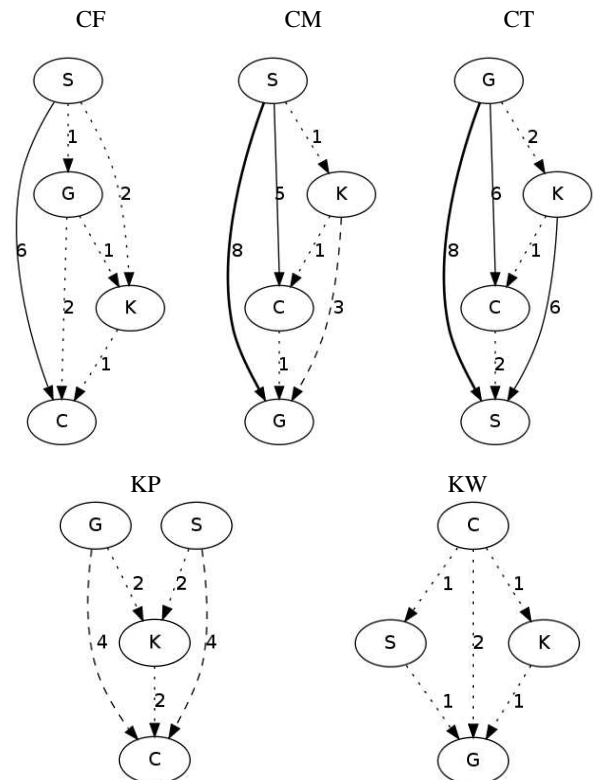
3.3. Zastosowania w roli narzędzia wielokryterialnej analizy decyzji

Wiele przykładów zastosowania DEMATELA jako narzędzia wielokryterialnej analizy decyzji można znaleźć w pracy (Dytczak, 2010). Obejmują one przede wszystkim zastosowania metody jako składnika zintegrowanego podejścia, obejmującego także 3 inne metody (AHP/ANP, unitaryzację zerowaną, taksonomię numeryczną wrocławską). Wykorzystano przy tym możliwość stosowania jednolitych zbiorów danych o zagwarantowanej (zgodnie z wymaganiami metody AHP/ANP) wewnętrznej spójności (Dytczak i Ginda, 2010a). Użycie DEMATELA w podejściu zintegrowanym nie wyklucza jednak jego samodzielnego zastosowania w celu rozwiązywania podobnych problemów.

W pracy (Dytczak, 2010) ujęto zastosowanie metody w kontekście wielokryterialnej oceny do:

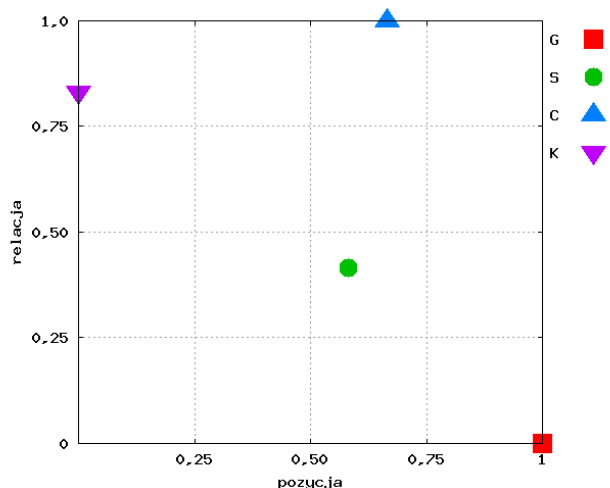
1. Wyboru najlepszego wariantu (materiałowego wariantu technologii budowy, prefabrykacji drobnowymiarowej, rozwiązania projektowego budynku wielorodzinnego, oferty przetargowej potencjalnych wykonawców).
2. Szacowania wartości nieruchomości.

Zastosowanie DEMATELA w roli narzędzia wielokryterialnej analizy decyzji zilustrowano na przykładzie zagadnienia wyboru wariantu materiałowego systemu prefabrykacji drobnowymiarowej w budownictwie, przedstawionego w pracy (Dytczak, 2010). Rozpatrzono przy tym 4 warianty materiałowe: beton komórkowy G, silikat S, ceramikę poryzowaną C oraz keramzytobeton K. Oceniono je pod względem 5 kryteriów: cech fizycznych CF (0,040), mechanicznych CM (0,306), technologiczności CT (0,149), projektowych KP (0,072) oraz jednostkowego kosztu realizacji konstrukcji ściany KW (0,433). Wartości podane w nawiasach odpowiadają znormalizowanym wagom, wyrażającym znaczenie poszczególnych kryteriów, ustalonym dzięki użyciu AHP/ANP. Intensywność relacji bezpośredniego wpływu wyznaczono dzięki zastosowaniu skali ocen o $N = 8$. Dokonano tego na podstawie całościowej analizy cech poszczególnych wariantów materiałowych. Grafy bezpośredniego wpływu, otrzymane dla poszczególnych kryteriów przedstawia rysunku 6. Wagi i krój linii łuków grafów oznaczają intensywność relacji bezpośredniego wpływu.



Rys. 6. Grafy bezpośredniego wpływu czynników w kontekście poszczególnych kryteriów

Na rysunku 7 przedstawiono wykres ważonych wartości wskaźników pozycji i relacji otrzymanych dla poszczególnych wariantów materiałowych prefabrykowanego systemu drobnowymiarowego. Ważone wartości wskaźników otrzymano na podstawie liniowej, ważonej, formuły agregacyjnej łączącej wartości wskaźników, wyznaczone w kontekście poszczególnych kryteriów.



Rys. 7. Wykres wartości wskaźników otrzymanych dla całkowitego wpływu systemów prefabrykacji

Wartości wskaźnika pozycji wskazują na czołową rolę wariantu systemu wykorzystującego beton komórkowy w procesie ustalania rankingu wariantów. Udział wariantu keramzytobetonowego w tym procesie jest minimalny, natomiast pozostałych wariantów raczej przeciętny.

Wartości wskaźnika relacji wskazują na to, że najlepszym wariantem jest system wykorzystujący ceramikę poryzowaną C. Nieco od niego gorszym jest system keramzytobetonowy K. Zdecydowanie najgorszy okazuje się system wykorzystujący beton komórkowy.

Zasygnalizowane w literaturze rozwiązania (Dytczak i Ginda, 2010b) wskazują także na możliwość łatwej adaptacji wielokryterialnego wariantu DEMATELA do badania konkurencyjności np. przedsiębiorstw budowlanych.

4. Podsumowanie

Metoda DEMATEL stanowi ciekawe narzędzie wspomaganie decyzji. O jego jakości świadczy coraz większe zainteresowanie nim w krajach o wysoko rozwiniętej kulturze wspomaganie decyzji oraz jego dynamiczny rozwój. Podstawowymi zaletami metody są: prostota wykorzystywanego, czytelny mechanizm obliczeniowego, możliwość uwzględniania wpływu czynników o zróżnicowanej (zarówno łatwo, jak i trudno mierzalnej naturze) oraz otwartość, wykorzystywana przy jej rozwoju.

Metoda jest przede wszystkim przeznaczona do identyfikacji roli czynników w ramach łańcucha przyczynowo-skutkowego. Została on także przystosowany do wykorzystania w roli narzędzia analizy

zagadnień wielokryterialnej oceny decyzji. Ponieważ jeden i drugi rodzaj zagadnień decyzyjnych występuje w budownictwie, naturalne i celowe wydaje się zainteresowanie DEMATELem w budownictwie.

Literatura

- Dytczak M. (2008). Równoległe zastosowanie metod AHP i DEMATEL w wielokryterialnej ocenie decyzji. W: *Komputerowo zintegrowane zarządzanie*. T.I. Knosala R. (red.). OW PTZP, Opole, 249-257.
- Dytczak M. (2010). Wybrane metody rozwiązywania wielokryterialnych problemów decyzyjnych w budownictwie. *Politechnika Opolska*, Opole.
- Dytczak M., Ginda G. (2009). Identyfikacja potencjalnych źródeł problemów we wdrażaniu oprogramowania. W: *Zastosowanie technologii informatycznych w zarządzaniu wiedzą*. Orłowski C., Kowalczyk Z., Szczerbicki E. (red.). PWNT, Gdańsk, 189-196.
- Dytczak M., Ginda G. (2010a). Common input data structure for multiple MADA methods application for objects evaluation in civil engineering. W: *Proc. of the 10th International Conference „Modern Building Materials, Structures and Techniques”*. Lithuania 2010. Selected Papers. Vol. I, Vaianiūnas P., Zavadskas E.K. (Eds.). TECHNIKA, Vilnius, 399-402.
- Dytczak M., Ginda G. (2010b). Zastosowanie wybranych metod MCDA w badaniach konkurencyjności regionów. W: *Zarządzanie rozwojem regionu – wymiar społeczny, gospodarczy i środowiskowy*. Malik K. (red.). Politechnika Opolska, Opole, 289-314.
- Dytczak M., Ginda G., Wojtkiewicz T. (2011a). Analiza związków przyczynowo-skutkowych w awarii konstrukcji przekrycia zbiornika. W: *Materiały XXV Konferencji Naukowo-Technicznej „Awaryje budowlane”*. Szczecin-Międzyzdroje 2011.
- Dytczak M., Ginda G., Wojtkiewicz T. (2011b). Identyfikacja roli czynników opóźnień realizacji złożonych przedsięwzięć budowlanych. W: *Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej „Inżynieria przedsięwzięć budowlanych”*. Białystok-Augustów-Wilno 2011.
- Gabus A., Fontela E. (1972). World Problems an Invitation to Further Thought within the Framework of DEMATEL. *Battelle Geneva Research Centre*, Switzerland Geneva.
- Saaty T.L. (1980). *The Analytic Hierarchy Process: Planning, Priority Setting, Resource Allocation*, McGraw-Hill, New York.

APPLICATION POTENTIAL OF DEMATEL METHOD AND ITS EXTENSIONS FOR ANALYSIS OF DECISION PROBLEMS IN CIVIL ENGINEERING

Abstract: Decision Making Trial and Evaluation Laboratory (DEMATEL) is robust universal analysis tool for identification of cause-effect relationships. It is well suited for including both tangible and intangible factors. Vital extensions introduced into the method make it possible to utilise it as the multi-criteria decision analysis tool. Despite of undoubtedly interesting features, applications of DEMATEL in civil engineering are rather rare. Possibility of wider application of the method with regard to decision problems in civil engineering is discussed in the paper. Presented examples of applications prove usefulness of the method

DESKOWANIA NOE^{top} JAKO PRZYKŁAD INNOWACYJNEGO PODEJŚCIA DO BUDOWNICTWA

Krzysztof TURCZYŃIAK

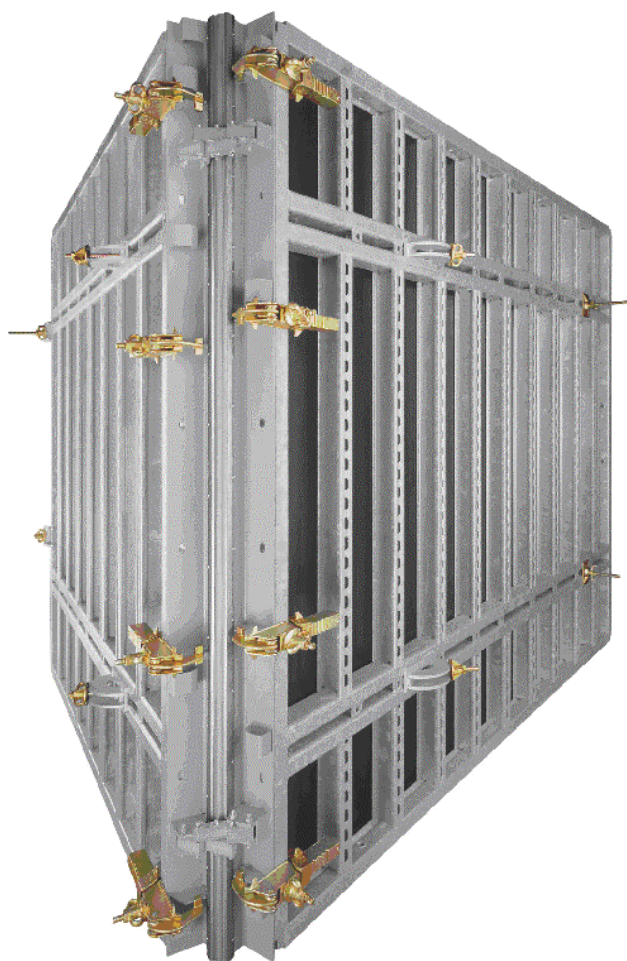
NOE-PL Sp. z o.o., ul. Kłobucka 8 bud. 22, 02-699 Warszawa, www.noe.com.pl

1. Wstęp

Nie wszyscy zdajemy sobie sprawę z tego, że konstrukcje monolityczne z betonu, a w szczególności technika deskowań systemowych to bardzo młoda technologia budowlana. Jeszcze przed 50-ciu laty do wykonywania konstrukcji z betonu stosowano wyłącznie deski i kantówki. Z początkiem lat 50-tych pojawiły się dążenia do racjonalnego i efektywnego budowania z użyciem deskowań systemowych. Georg Meyer-Keller właściciel firmy budowlanej zauważył, że racjonalnie, wydajnie budowle monolityczne wznosić można przy pomocy zinwentaryzowanych deskowań. W roku 1952, z jego inicjatywy, powstała seria deskowań o nazwie NOE Uniwersal; opatentowana w roku 1953.

W ten sposób nazwa NOE stała się symbolem postępu w technologiach monolitycznych z betonu. Stale udoskonalane i modernizowane deskowania NOE w połączeniu z doradztwem technicznym w zakresie techniki, technologii i organizacji placu budowy są i dziś powodem tego, że Firma NOE-Schaltechnik zaliczana jest do ścisłej światowej czołówki.

W wyniku nieustającego rozwoju technologicznego powstało deskowanie ściennie NOE^{top}. Deskowanie NOE^{top} charakteryzuje się niespotykaną dotychczas parametrami, takimi jak podwyższone wymagania stawiane deskowaniom do ścian – obciążenie do 88 kN/m² co odpowiada ponad 3,20 m płynnego słupa betonu. Bardzo duże powierzchnie płyt skutkują nieosiągalną do tej pory jakością powierzchni betonowych, największa z płyt posiada powierzchnię 14,05 m² (5,30 × 2,65 m lub 2,65 × 5,30 m). Duże płyty posiadają zintegrowane pasy montażowe. Dzięki zintegrowanym pasom montażowym otworzyły się niemożliwe do tej pory możliwości zastosowań, można na przykład budować ostre naroża (fot. 1) – częsty przypadek w przyczółkach mostowych bez dodatkowego usztywnienia lub też wykonywać nimi ściany pochyle, bez ograniczeń stopnia pochylecia ścian (fot. 2).



Fot. 1. NOE^{top} – przykład spinania ścian w narożach ostrych



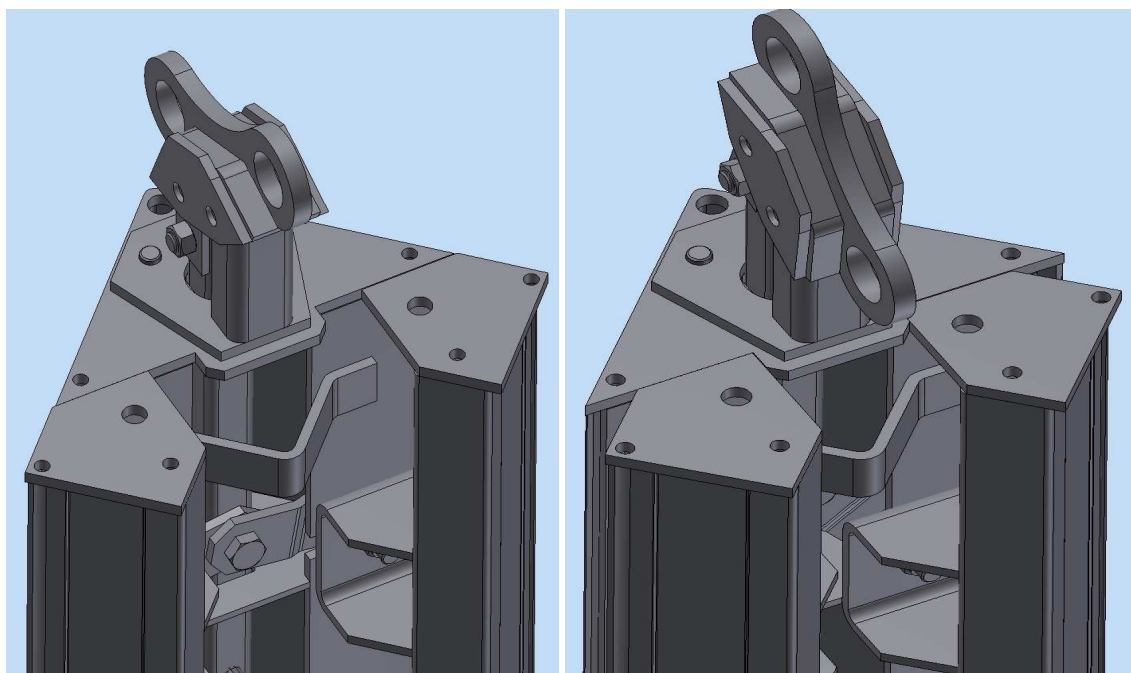
Fot. 2. NOEtop – przykład spinania ścian pochtyłych

W deskowaniach NOEtop położono znaczny nacisk na trwałość konstrukcji, wszystkie tarcze wyposażono w trwałe i solidne naroża, dzięki czemu tarcze NOEtop można przesuwac na właściwą pozycję łomem nie uszkadzając szalunku a jednocześnie rozwiązanie to ułatwia odspojenie deskowania od ściany podczas rozdeskowania. Cała konstrukcja tarczy jest ocynkowana ogniowo dzięki czemu deskowania stały się odporne na korozję i nawet po wielu latach pracy wyglądają jak nowe. Konstruktorzy firmy NOESchaltechnik pracują nieustająco, aby ułatwić pracę z szalunkami NOE a tym samym zwiększyć tempo prac i zredukować koszty. Efektem tych prac są uniwersalne ruchome naroża NOEtop.

2. Narożnik z dźwignią w systemie NOEtop

Ruchome naroża NOEtop, w których wykorzystano mechanizm dźwigniowy, skonstruowano specjalnie do zastosowań w szybach windowych, na klatkach schodowych oraz wszędzie tam, gdzie ograniczona przestrzeń utrudnia wykonanie prac betoniarskich (fot. 3).

Goniące terminy i stały brak czasu stanowią obecnie nieodłączny element prawie każdej budowy. Dlatego przedsiębiorstwa zajmujące się realizacją inwestycji budowlanych wciąż poszukują możliwości szybszego, a zarazem tańszego wykonywania zadań. Dzięki nowo opracowanym narożom NOEtop, firma NOE Schaltechnik z siedzibą w Süssen, w Polsce reprezentowana przez warszawską spółkę NOE PL, dała wykonawcom narzędzie bardzo pomocne w rozwiązaniu problemów z brakiem czasu.



Fot. 3. Ruchome naroża NOEtop: lewa) rozsunięte, prawa) zsunięte



Fot. 4. Zastosowanie ruchomych naroży NOEtop

3. Elastyczne rozwiązanie

Naroża NOEtop stanowią element systemu ciężkich deskowań NOEtop, ale są kompatybilne nie tylko z nim można je również łączyć z każdym deskowaniem ramowym, w którym przekrój ramy wynosi około 120 mm. Wszystkie prace montażowe są przeprowadzane z góry. Haki do żurawi są umieszczone na narożach NOEtop w taki sposób, że możliwy jest zarówno poziomy transport elementów (przy załadunku lub rozładunku), jak i pionowy (podczas montażu). Naroża NOEtop są mocowane na deskowaniu za pomocą standardowego złącza NOE Toplock stosowanego w systemie NOEtop. Można je także przykręcać śrubami.

Ruchome naroża NOEtop są szczególnie przydatne w ciasnych miejscach. Konstruktorzy zwrócili szczególną uwagę, aby można je było łatwo zsunąć oraz ponownie umieścić we właściwej pozycji i to bez konieczności rozkładania deskowania wewnętrznego na czynniki pierwsze.

4. Demontaż na luzie

Zalety naroży NOEtop ujawniają się w sposób szczególny podczas montażu demontażu kompletnego deskowania wewnętrznego. Aby deskowanie zdemontować, należy przyłożyć siłę do drugiego końca dźwigni, poprzez przełożenie zawieszek żurawia przez zewnętrzne otwory głowicy, dzięki czemu naroże zsuwa się do wewnątrz.

W tej pozycji zapewnia luz wynoszący około 25 mm po każdej stronie, przez co wymiary deskowania wewnętrznego zmniejszają się łącznie o 50 mm na każdym boku. Przy tej czynności deskowanie odrywa się od betonu i odsuwa od niego na 50 mm, co pozwala je łatwo przenieść. Jeszcze prostsze jest przywrócenie stanu gotowości deskowania wewnętrznego do betonowania. Aby to osiągnąć, wystarczy przełożyć zawieszki linowe na głowicy dźwigni przez otwory znajdujące się od wewnętrznej strony głowicy naroży. Dzięki temu podczas podnoszenia szalunku przez żuraw deskowanie wewnętrzne rozsunie się do pierwotnej pozycji i będzie natychmiast gotowe do pracy. W porównaniu z innymi systemami stosowanymi w technice deskowania rozwiązanie naroża NOEtop oparte na mechanizmie dźwigniowym zapewnia jeszcze jedną zaletę: dzięki pionowemu ruchowi otwierania wystające zbrojenie nie stanowi w tym wypadku żadnego problemu (fot. 5).

5. Podsumowanie

Deskowania NOE są zawansowanym technologicznie produktem do wykonywania konstrukcji monolitycznych, dzięki nim prace na budowie prowadzone są szybciej a tym samym ekonomiczniej przy zachowaniu zasad BHP a jakość powierzchni betonu spełnia wyśrubowane normy jakości.



Fot. 5. Demontaż deskowania wewnętrznego

WIELKOKRYTERIALNA OCENA SYSTEMÓW TRANSPORTU KRAKOWA Z UŻYCIEM METODY DEMATEL

Mirosław DYTCZAK^{a*}, Waclaw PRZYBYŁO^b

^a Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole

^b Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji, WAT, ul. Kaliskiego 2, 00-980 Warszawa

Streszczenie: Praca poświęcona jest wieloattributowej ocenie perspektywicznych wariantów systemu transportowego dla miasta Krakowa i jego regionu. Rozpatrzono 4 warianty pozwalające na usprawnienie obecnie funkcjonującego, nieefektywnego systemu komunikacyjnego. Istotnym atutem pracy jest wykorzystanie w tym celu interesującej, lecz stosunkowo słabo znanej i wykorzystywanej na świecie metody DEMATEL (ang. *DEcision MAKing Trial and Evaluation Laboratory*). Jej wykorzystanie pozwala pogłębić wyniki oryginalnej analizy, przeprowadzonej przy użyciu metody AHP/ANP.

Słowa kluczowe: miasto, komunikacja, system, inwestycja, ocena, wybór, DEMATEL.

1. Wprowadzenie

Współczesne miasta stanowią złożone systemy osadnicze. Jedną z ważniejszych realizowanych w nich funkcji jest komunikacja. Decyduje ona bowiem w znacznym stopniu o efektywności jego funkcjonowania, jego postrzeganiu przez mieszkańców i gości, a także atrakcyjności dla inwestorów. Funkcjonowanie komunikacji wpływa więc znacząco na warunki życia i pracy w mieście. Nie pozostaje ono w związku z tym także bez wpływu na kształtowanie warunków rozwoju lokalnych usług, w tym także związanych z budownictwem.

Dodatковым czynnikiem podwyższającym znaczenie decyzji podejmowanych w odniesieniu do kształtowania systemu komunikacji w mieście jest jego długotrwałe i potencjalnie niekorzystne dla otoczenia oddziaływanie oraz wysokie koszty wdrożenia, funkcjonowania, a zwłaszcza ewentualnych modyfikacji. W związku z tym, decyzje związane z kształtowaniem systemu komunikacji w mieście powinny być przygotowywane rozważnie i z uwzględnieniem wpływu wszelkich istotnych czynników.

Praca poświęcona jest wyborowi perspektywicznego systemu komunikacji dla miasta Krakowa i jego aglomeracji. Podjęcie takich działań jest wciąż konieczne ze względu na od lat zmniejszającą się wydolność istniejących rozwiązań komunikacyjnych, wykorzystujących tramwaje i autobusy. Tematyka ta została przed laty podjęta przez Moryła (1999). Do ustalenia

najbardziej korzystnego spośród 4 wariantów systemu użył on jednej z metod wieloattributowej analizy decyzji (Dytczak, 2010), analizy hierarchicznej procesów AHP (Saaty, 1980). Otrzymane rezultaty przedstawiono w pracy (Moryl i Przybyło, 2010).

W obecnej pracy zastosowano w podobnym celu metody DEMATEL (Gabus i Fontela, 1972), poszerzonej o możliwość realizowania wieloattributowej analizy decyzji (Dytczak, 2008). Zastosowanie tej metody ma na celu zweryfikowanie rezultatów przedstawionych w pracy (Moryl i Przybyło, 2010) oraz ich pogłębienie. Szczegóły związane z zasadami stosowania poszerzonej wersji DEMATELa można przykładowo znaleźć w pracy Dytczaka (2010).

2. Wieloattributowa ocena systemów komunikacji

Rozważono możliwość stosowania 4 potencjalnych wariantów systemu komunikacji. Nazwano je w nawiązaniu do wykorzystywanych przez nie podstawowych środków komunikacji. Wyróżniono przy tym systemy:

- kolejowy, oznaczony symbolem E1,
- tramwajowy (obejmujący także szybki tramwaj miejski) E2,
- Krakowską Szybką Kolej Miejską (wykorzystującą tory kolejowe i tramwajowe) E3,
- autobusowy E4.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.dytczak@po.opole.pl

Do wielowymiarowej oceny przedstawionych systemów użyto 3 grup kryteriów:

- środowiskowe Sn (K11-K14),
- funkcjonalne Fu (K21-K28),
- ekonomiczne Ek (K31-K38).

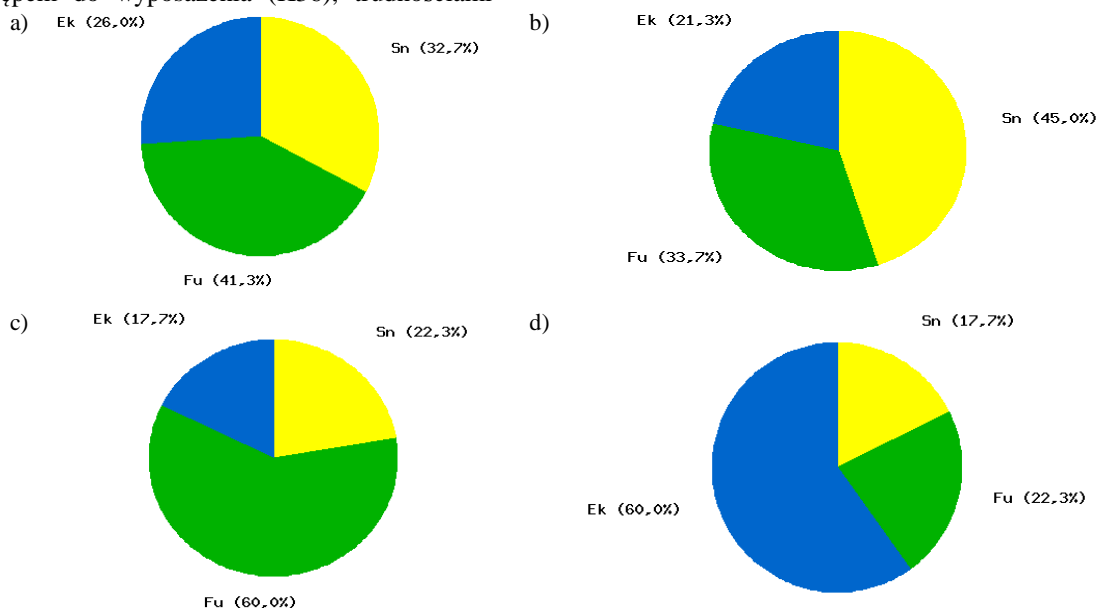
Kryteria środowiskowe oceny systemów obejmują: zagrożenie hałasem (K11), zanieczyszczanie powietrza (K12), naruszanie krajobrazu (K13), zmiany w infrastrukturze (K14).

Kryteria funkcjonalne ujmują: dostępność systemu (K21), ogólny czas podróży (K22), komfort podróży (K23), ilość przesiadek (K24), punktualność (K25), bezpieczeństwo (K26), trudność wprowadzania systemu (K27), częstotliwość funkcjonowania (K28).

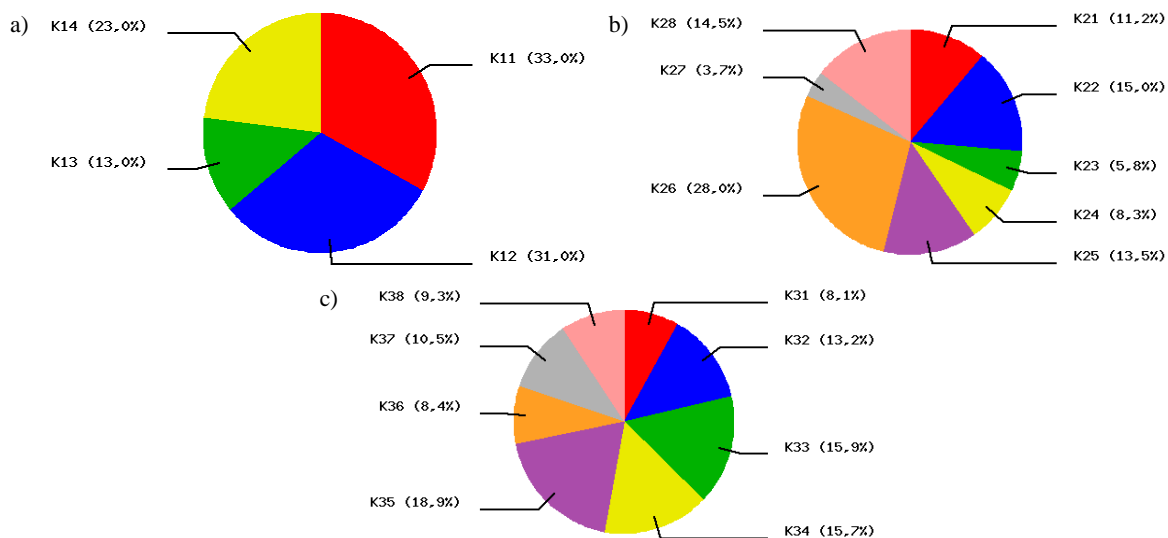
Kryteria ekonomiczne wiążą się z: kosztami budowy (K31), wyposażenia (K32), eksploatacji (K33) i osobowymi (K34), możliwością etapowania inwestycji (K35), dostępem do wyposażenia (K36), trudnościami

likwidacji (K37) oraz wpływem na wartość terenu (K38).

Podobnie, jak w pracy (Moryl i Przybyło, 2010), w trakcie analizy wykorzystano wartości wag, wyrażających znaczenie kontekstów (grup) wielo-trybutowej analizy systemów, związane z trzema scenariuszami: zrównoważonym (Zro) oraz czterema scenariuszami faworyzującymi jeden z kontekstów analizy: środowiskowy (Sro), funkcjonalny (Fun) i ekonomiczny (Ekn). Przyjęto przy tym wartości wag znaczenia kontekstów analizy wyznaczone przy użyciu metody AHP, a podane w ww. pracy. Wartości wag znaczenia kontekstów analizy przyjęte w ramach poszczególnych scenariuszy zestawiono na rysunku 1. Natomiast, także znormalizowane, wartości wag, odpowiadające kryteriom poszczególnych grup przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 1. Udziały grup kryteriów w ocenie wariantów systemu transportowego (Moryl i Przybyło 2010): a) udział równoważony (Zro), b) preferencja środowiska (Sro), c) preferencja funkcjonalności (Fun), d) preferencja ekonomii (Ekn)



Rys. 2. Znormalizowane wartości preferencji kryteriów w poszczególnych grupach (Moryl i Przybyło 2010): a) kryteria środowiskowe (K11-K14), b) kryteria funkcjonalne (K21-K28), c) kryteria ekonomiczne (K31-K38)

Preferencje wyboru poszczególnych wariantów systemu wyznaczono dzięki użyciu DEMATELa, stosując przy tym dwie skale oceny (wpływu): 0-8 oraz 0-4. Na podstawie ocen relacji między kryteriami, dla każdego z kryteriów oceny K11-K38, zbudowano grafy bezpośredniego wpływu DEMATEL, wyrażające relację (przewagę) poszczególnych wariantów. Przedstawiono je na rysunku 3. Wierzchołki grafów odpowiadają ocenianym wariantom systemu, a ich łuki – ocenie dokonanej przez ekspertów (wartości podane przed nawiasem odpowiadają skali ocen 0-8, a w nawiasach 0-4). Wartości ocen uzyskano dzięki odpowiednim przekształceniom oryginalnych ocen AHP (Moryl i Przybyło 2010), dokonanych zgodnie z zasadami przedstawionymi w pracy (Dytczak i Ginda 2010).

Na podstawie obliczeń, przeprowadzonych zgodnie z procedurą DEMATELa, dla każdego z rozważanych wariantów systemu komunikacji, otrzymano zestawy wartości wskaźników pozycji (prominencji) s^+ i relacji s^- , odpowiadające (częstkowemu) kontekstowi poszczególnych kryteriów. Po znormalizowaniu tych wskaźników przy użyciu liniowej formuły unitaryzacji zerowanej (Dytczak 2008), dokonano ich agregacji dzięki zastosowaniu ważonej formuły liniowej. Wykorzystano przy tym, ustalone wcześniej, wartości wag kryteriów. Otrzymane wyniki przedstawiono na rysunku 4. Z uwagi na to, że przy zastosowaniu obu skal uzyskano bardzo podobne rezultaty (maksymalna różnica nie przekracza z reguły kilku procent), na wykresach przedstawiono jedynie rezultaty odpowiadające użyciu skali 0-8. Komplety wartości wskaźników zamieszczono natomiast w tabelicy 1 (wartości w nawiasach odpowiadają zastosowaniu skali 0-4).

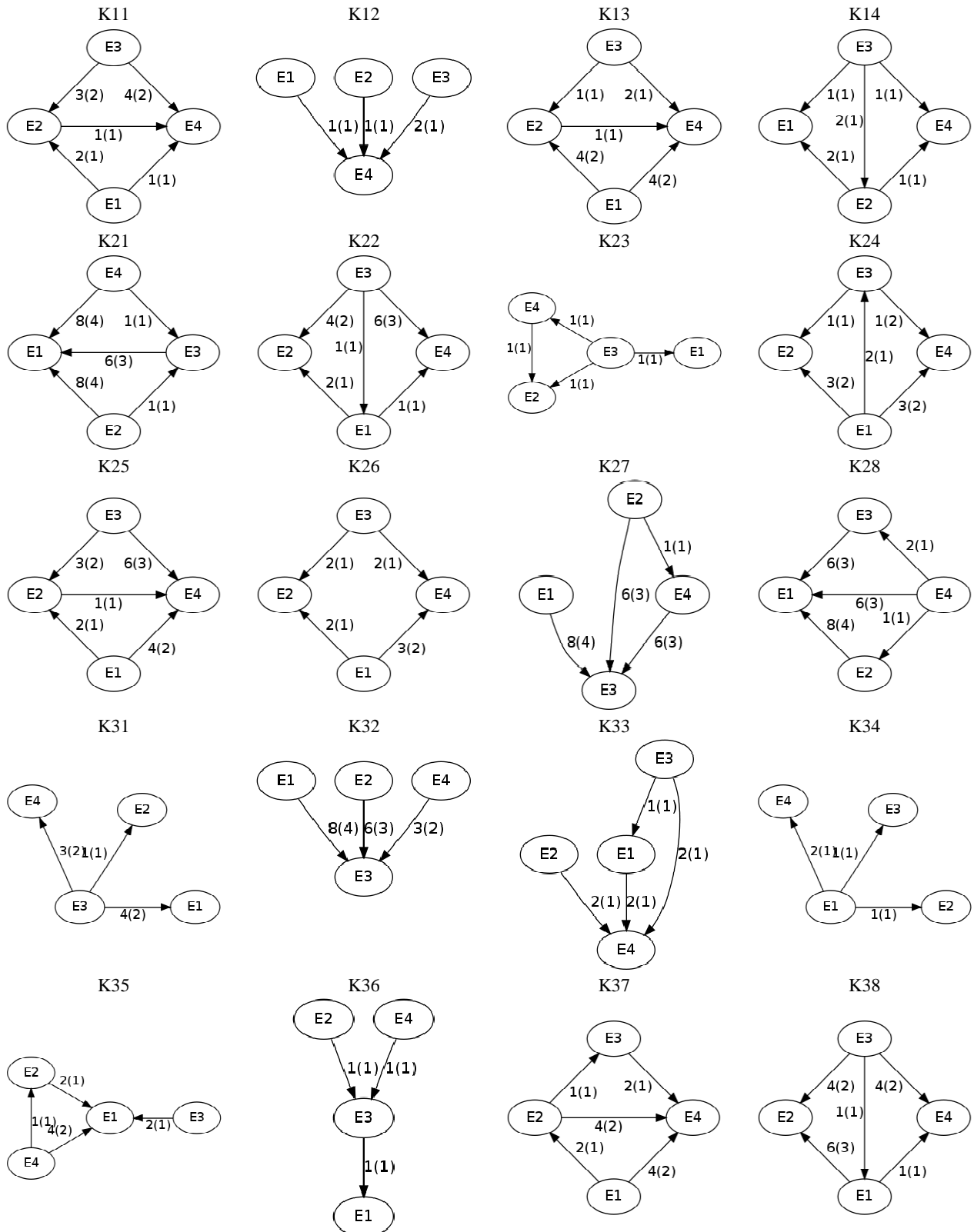
O kolejności systemów świadczą wartości wskaźnika relacji S^- , natomiast wartości wskaźnika pozycji S^+ świadczą jedynie o roli poszczególnych systemów w ustalaniu relacji między nimi. Wartości wskaźnika relacji otrzymane w przypadku każdego z rozpatrywanych scenariuszy Zro, Srn, Fun, Ekn świadczą o stałej przewadze systemu KSKM nad pozostałymi. Na drugim miejscu plasuje się niezmiennie system kolejowy,

a na trzecim tramwajowy. Zdecydowanie najgorszym okazuje się system autobusowy. Otrzymane wyniki w pełni potwierdzają, w zakresie współczynnika relacji, wnioski wynikające z oryginalnych badań dokonanych przy użyciu AHP (Moryl i Przybyło, 2010).

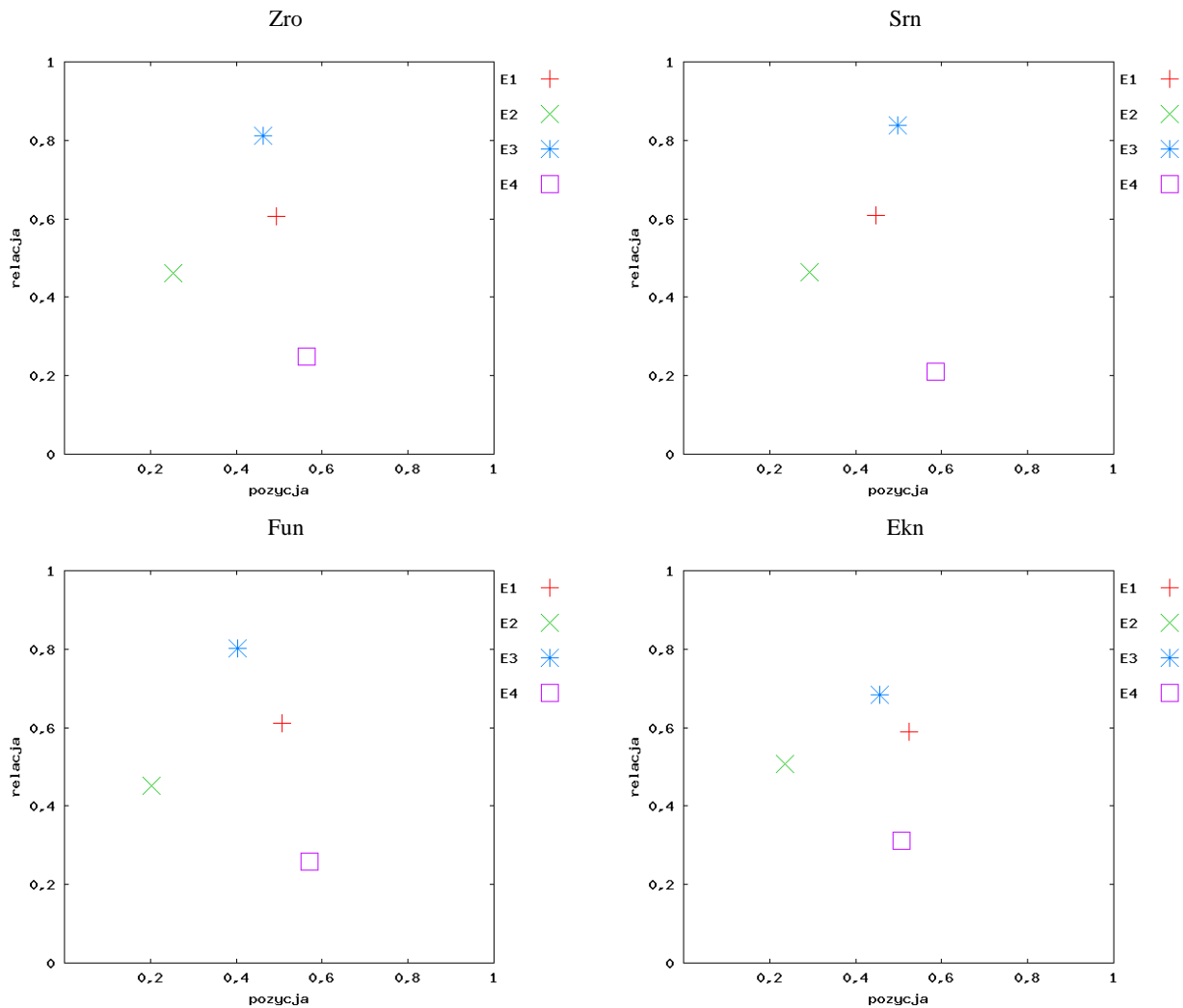
Wartości wskaźnika pozycji wskazują na stałą, niezależną od rozważanego scenariusza, ponadprzeciętną rolę systemu autobusowego w identyfikacji relacji między systemami. Najmniejszą rolę wykazuje się przy tym stałe system tramwajowy.

Tab. 1. Otrzymane wartości wskaźników

System		E1	E2	E3	E4
Zro	S^+	0,4933 (0,4525)	0,2526 (0,2462)	0,4617 (0,4347)	0,5632 (0,5830)
	S^-	0,6058 (0,6170)	0,4605 (4848)	0,8116 (0,7955)	0,2482 (0,2339)
Srn	S^+	0,4479 (0,3911)	0,2937 (0,2812)	0,4986 (0,4517)	0,5867 (0,6171)
	S^-	0,6086 (0,6303)	0,4627 (0,5013)	0,8380 (0,8269)	0,2095 (0,1912)
Fun	S^+	0,5359 (0,5057)	0,2054 (0,2027)	0,4185 (0,4022)	0,5559 (0,5696)
	S^-	0,6048 (0,6107)	0,4294 (0,4522)	0,8185 (0,8010)	0,2691 (0,2587)
Ekn	S^+	0,5390 (0,5240)	0,2308 (0,2360)	0,4443 (0,4559)	0,5056 (0,5059)
	S^-	0,5988 (0,5898)	0,5251 (5078)	0,7123 (0,6831)	0,3227 (0,3121)
Pozycja		II	III	I	IV



Rys. 3. Przyjęte postaci grafu bezpośredniego wpływu DEMATEL



Rys. 4. Zagregowane wartości wskaźników prominencji i relacji

3. Podsumowanie

Użycie rozszerzonej wersji metody DEMATEL pozwoliło pomyślnie zweryfikować wyniki wcześniejszej, przeprowadzonej dzięki użyciu metody AHP, analizy tego samego, złożonego problemu wyboru najlepszego wariantu systemu komunikacji publicznej dla miasta Krakowa i aglomeracji krakowskiej. Ponadto dostarczyło ono wzbogacającą analizę informację o roli poszczególnych systemów w ustalaniu relacji między nimi.

Potwierdza to więc użyteczność rozszerzonej wersji DEMATELa przy rozwiązywaniu złożonych, wielokryterialnych problemów decyzyjnych.

Literatura

- Gabus A., Fontela E. (1972). World Problems an Invitation to Further Thought within the Framework of DEMATEL. *Battelle Geneva Research Centre*. Geneva, Switzerland.
- Dytczak M. (2008). Równoległe zastosowanie metod AHP i DEMATEL w wielokryterialnej ocenie decyzji. W: *Komputerowo zintegrowane zarządzanie*. Knosala R. (red.). T.I. OW PTZP, Opole, 249-257.

- Dytczak M. (2010). Wybrane metody rozwiązywania wielokryterialnych problemów decyzyjnych w budownictwie. *Politechnika Opolska*, Opole.
- Dytczak M., Ginda G. (2010). Common input data structure for multiple MADA methods application for objects evaluation in civil engineering. W: *proc. of the 10th International Conference „Modern Building Materials, Structures and Techniques”*, Lithuania 2010. *Selected Papers*. Vaianiūnas P., Zavadskas E.V. (Eds.). Vol. I. TECHNIKA, Vilnius, 399-402.
- Moryl J. (1999). Wykorzystanie infrastruktury kolejowej dla miejskiej i regionalnej komunikacji zbiorowej na przykładzie Krakowskiego Zespołu Metropolitalnego. Analiza i propozycja rozwiązania. Kraków (praca niepublikowana).
- Moryl J., Przybyło W. (2010). Modelowanie i i optymalizacja infrastruktury komunikacyjnej wielkiej aglomeracji na przykładzie aglomeracji krakowskiej. W: *Komputerowo zintegrowane zarządzanie*. Knosala R. (red.). T.II. PTZP, Opole, 245-255.
- Saaty T.L. (1980). The Analytic Hierarchy Process: Planning, Priority Setting, Resource Allocation. *McGraw-Hill*, New York.

**DEMATEL-BASED MULTI-CRITERIA
EVALUATION OF PUBLIC TRANSPORTATION
SYSTEMS FOR CRACOW**

Abstract: Multi-criteria evaluation of perspective public transportation systems for the city of Cracow and Cracow agglomeration is dealt with in the paper. Four distinct system alternatives are included. A little known multi-criteria decision

analysis method, namely extended DEMATEL is applied with this regard. Its utilisation makes validation of outcomes of original AHP-based analysis of the same problem possible. It also extends analysis results providing decision maker with additional information with regard to relations between considered decision making alternatives.

FINANSOWANIE BUDOWNICTWA MIESZKANIOWEGO A GENEZA ŚWIATOWEGO KRYZYSU FINANSOWEGO 2008 ROKU

Henryk WNOROWSKI

Wydział Ekonomii i Zarządzania, Uniwersytet w Białymstoku, ul. M. Skłodowskiej-Curie 14, 15-097 Białystok

1. Wstęp

Budownictwo to jeden z najważniejszych sektorów w gospodarce każdego kraju, jego udział w tworzeniu PKB w UE waha się w przedziale od kilku do kilkunastu procent. Jest to zatem udział znaczący. W Polsce na przełomie XX i XXI wieku wynosił on około 5% z tendencją wzrostową do około 8% w roku 2006. Następnie spadł ponownie do 5%. Ostatnie szacunki pokazują jednak odwrócenie tej spadkowej tendencji i ponowny wzrost do około 10% (ASM, 2010).

Oprócz znaczącej pozycji w tworzeniu PKB, budownictwo pełni też istotne funkcje społeczne. Poziom zaspokojenia potrzeb mieszkaniowych czy stan infrastruktury technicznej danego obszaru wpływa bezpośrednio na jakość życia społeczeństwa. Według ostatnich badań zatrudnienie 100 osób w budownictwie tworzy co najmniej 200 nowych miejsc pracy oraz stymuluje produkcję w innych branżach (Bolkowska, 2006). Branża usług budowlanych oddziałuje również bardzo mocno na rynek pracy. Ma to zarówno wydźwięk pozytywny jak i negatywny, w okresach osłabienia skutkuje zwiększeniem bezrobocia, a w okresach dobrej koniunktury pozwala na „wchłonięcie” pracowników, szczególnie tych o niższych kwalifikacjach.

Budownictwo zalicza się do tak zwanych „branż tradycyjnych”, w których występuje silna konkurencja. Jednak branża budowlana zasadniczo różni się od innych branż gospodarki narodowej, gdyż wytwarza specyficzne produkty. Budynki mieszkalne i niemieszkalne, budynki oraz obiekty inżynierii lądowej i wodnej charakteryzują się długim czasem wytwarzania jak też i użytkowania. Cechy produktów branży budowlanej przesądzają bezpośrednio o jej specyfice i podatności na wahania koniunkturalne. Proces produkcyjny może również zostać zakłócony szerokim spektrum różnych czynników, takich jak niekorzystne warunki atmosferyczne, trudności w dostarczeniu materiałów budowlanych i związane z tym przestoje w produkcji, niekorzystne warunki fizyczno-geologiczne itp. Tempo wdrażania innowacji w branży budowlanej jest znacząco niższe w porównaniu z innymi branżami.

Można czasami wręcz powiedzieć, iż w przypadku branży budowlanej mamy do czynienia z nikłym postępem

technicznym. Porównując branżę budowlaną na przestrzeni kilkudziesięciu lat, zauważamy diametralne różnice. Wdrażane są nowe technologie, które pomagają przyspieszyć proces produkcyjny czy też obniżyć jego energochłonność oraz poprawić warunki przyszłej eksploatacji produktów. Jednakże w stosunku do branży wysokich technologii tempo rozwoju i tak będzie nikłe.

Specyfika budownictwa polega również na tym, że jednostkowy koszt wytworzenia obiektów jest bardzo wysoki. To w sposób oczywisty generuje problemy z finansowaniem przedsięwzięć budowlanych. Biorąc pod uwagę znaczenie budownictwa dla gospodarki z jednej strony, z drugiej zaś potrzeby rozwiązywania problemów bytowych społeczeństw, rządy poszczególnych krajów poszukują rozwiązań, które skutecznie rozwiązywałyby problemy mieszkaniowe ich obywateli oraz wykorzystywałyby sektor budowlany jako stymulator rozwoju. Niektórym udaje się znajdować takie rozwiązania, które nawet sprawdzają się przez lata, po jakimś czasie okazuje się, że mogą stać się źródłem problemów gospodarczych.

Stąd celem niniejszego referatu jest opisanie szerszego kontekstu początku kryzysu finansowego 2008 roku, zwłaszcza roli, jaką odegrały w tej genezie kredyty hipoteczne w Stanach Zjednoczonych.

Na pytanie o przyczyny największego od czasów Wielkiego Kryzysu lat 30-tych, załamania gospodarczego padają najróżniejsze odpowiedzi. Było ono ośrodkiem najważniejszej ideologicznej walki ostatnich lat. Lewica wskazywała na ostateczną klęskę zderegulowanego kapitalizmu. Neoliberalowie z kolei o wywołanie kryzysu oskarżali rządy, które miały lekkomyślnie nakręcić spekulacyjną bańkę.

Spróbujemy więc poddać chłodnej analizie zmiany, jakie miały miejsce w gospodarce światowej, zarówno w ekonomii jak i w mentalności społeczeństw umieszczając w tej konstrukcji także finansowanie budownictwa mieszkaniowego w USA.

W samej rzeczy, z jednej strony, właściwie nie działo i nie dzieje się nic, specjalnie szczególnego, z drugiej zaś, coraz częściej możemy spotkać opinie dotyczące różnych aspektów życia gospodarczego oraz różnych kategorii ekonomicznych, z których wynika, iż skala zjawisk, ich intensywność, częstotliwość, itp. są zupełnie inne, dotąd niespotykane. Taką opinię możemy bez specjalnego

ryzyka sformułować w odniesieniu do postrzegania kredytu w gospodarce, na jej wszystkich poziomach oraz w życiu społeczeństwa i jego jednostek (Żyrzyński, 2009)¹. Kredyt, a więc pożyczanie pieniędzy był trwałym elementem kapitalizmu oraz życia społeczeństw zachodnich od zawsze. Wydaje się jednak, że świadomość przejściowości tej formy finansowania oraz potrzeby jak najszybszego wychodzenia z długu, była większa, a jeszcze wcześniej uzasadnienie dla jego zaciągania było głębsze niż obecnie.

2. Cykliczność rozwoju

Rozwój gospodarczy miał charakter cykliczny od najdawniejszych czasów. W odległej przeszłości okresy załamania koniunktury pojawiały się z bardzo dużą regularnością, po których następowało rzecz jasna ożywienie, ostatecznie trend i tak był wzrostowy. Tak było zresztą od zawsze, w ciągu ostatnich 150 lat (z wyjątkiem wojen światowych) w gospodarkach krajów uprzemysłowionych odnotowano 17 okresów boomu i tyleż recesji, przy czym boom trwał przeciętnie ponad 5 lat, a recesja ponad 2 lata (Orłowski, 2008). Ten klasyczny obraz cykliczności po drugiej wojnie światowej uległ pewnej deformacji, a przebieg cyklu zyskał znacznie mniej kontrastowy charakter niż przed pierwszą i drugą wojną światową. Było to spowodowane wzrostem interwencyjnej działalności państwa oraz pogłębioną wiedzą podmiotów gospodarczych i ekonomistów o sytuacji rynkowej.

Być może stąd wzięło się przekonanie, że teraz już potrafimy na tyle skutecznie oddziaływać na gospodarkę, iż można zapomnieć o cykliczności. Generalnie uznano więc, że poczynając od czasów Wielkiego Kryzysu ekonomia nauczyła się lepiej rozumieć istotę wahań cyklicznych, a rządy i banki centralne nauczyły się lepiej z nimi radzić. Okazuje się, że takie myślenie jest ciągle nieuprawnione. Nasza wiedza o kryzysach pochodzi z dotychczasowych doświadczeń, niestety każdy kolejny jest nieco inny, nieco inaczej zdeformowany. Taka jest właśnie istota deformacji koniunktury.

3. Szczególna rola kredytów hipotecznych w Stanach Zjednoczonych

Stany Zjednoczone przodują wśród wszystkich krajów na świecie pod względem posiadania własnego domu przez przeciętną rodzinę. Zdecydowana większość z tych domów kupiona została za uzyskany z banku kredyt hipoteczny. Istotą takiego kredytu jest rozłożenie spłaty na wiele lat, standardowo w USA od 30 do 50 lat.

¹ W ekonomii klasycznej funkcjonowała hipoteza o niezależności sfery pieniężnej i sfery realnej. Ten trudny do przyjęcia pogląd, sprowadzający się do domniemania, że – jak sarkastycznie stwierdził J. M. Kenes – „pieniądz nie wnosi do układu gospodarczego żadnych nowych elementów poza frykcjami” oznaczał w konsekwencji, że dwa obszary kształtują się w gruncie rzeczy autonomicznie. Jak jednak zobaczymy, okres od lat 80. ubiegłego wieku pokazał, że w znacznej mierze autonomiczny rozwój sektora finansowego jest jednak możliwy, aczkolwiek nie bez ukrytego i w sytuacji kryzysowej dojmującego wpływu na resztę gospodarki (Żyrzyński, 2009).

Zabezpieczeniem dla banku zaś, jest sama nieruchomości. Jeśli kredytobiorca nie jest w stanie regularnie spłacać kredytu, bank może przejąć własność domu (wejść na hipotekę), a następnie sprzedać dom, aby odzyskać pożyczone środki. Teoretycznie bardzo proste, jednak 30 czy 50 lat to bardzo długi okres, obciążony sporym ryzykiem, a przecież banki nie angażują się zbyt łatwo w ryzykowne transakcje, chyba, że działa jakiś system zmniejszający ich ryzyko. Takie rozwiązanie zastosowano w Stanach Zjednoczonych, gdzie już na początku lat 30. XX wieku zbudowano nowoczesny system kredytowania zakupu domów, który znacząco zmniejszał ryzyko banków.

Głównym filarem tego systemu była powołana wówczas specjalna agenda państwowa, korporacja Fannie Mae, której celem było zapewnienie milionom Amerykanów niedrogiemu kredytowi hipotecznemu. Idea była bardzo prosta, aczkolwiek rewolucyjna jak na tamte czasy. Wydłużenie okresu spłaty kredytów nastąpiło dzięki instrumentowi rządowych gwarancji. Fannie Mae albo udzielała takich gwarancji, albo wręcz odkupywała kredyty hipoteczne od banków komercyjnych. W ten sposób osiągnięto dwa cele, banki nie obawiały się już udzielać kredytów, z drugiej strony po odkupieniu miały znowu środki na udzielanie kolejnych pożyczek. W zamian Fannie Mae żądała, aby kredyty były nisko oprocentowane i rozłożone na wiele lat, a więc dostosowane do możliwości przeciętnych Amerykanów. Mechanizm finansowy sprawdzał się na tyle doskonale, że w roku 1970 utworzono bliźniaczą organizację, działającą według niemal identycznych zasad – Freddie Mac (Orłowski, 2008)².

Genezy problemów należy się doszukiwać w latach 90., kiedy na fali irracjonalnej euforii inwestorzy zaczęli poszukiwać szans na jeszcze większe zyski, których nie mogły dać operacje nadzorowane przez Fannie Mae i Freddie Mac. Pomysł okazał się bardzo prosty, wystarczyło zaoferować kredyt hipoteczny tym, którzy nie

² System stworzony przez Fannie Mae rozwijał się nadal. Z czasem postanowiono nie ograniczać się do odkupowania kredytów z banków komercyjnych, ale zaczęto poszukiwać na rynku dodatkowego kapitału, który można by wykorzystać na finansowanie budowy domów dla Amerykanów. Fannie Mae i Freddie Mac zaczęły więc tworzyć wtórny rynek hipoteczny. W największym uproszczeniu polegało to na tym, że po odkupieniu od banków kredytów Fannie Mae i Freddie Mac wypuszczały na rynek obligacje, których zabezpieczeniem były dochody ze spłaty właśnie tych kredytów. Inwestorzy kupowali je chętnie z kilku powodów:

- po pierwsze dlatego, że ryzyko zakupienia całej serii operacji kredytowych było bardzo niewielkie (nawet jeśli kilku kredytobiorców nie spłaciłoby pożyczki zrobiliby to inni, a obligacje były zabezpieczone dochodami z wielu kredytów),
- po drugie dlatego, że Fannie Mae i Freddie Mac były instytucjami o niekwestionowanej reputacji finansowej,
- a po trzecie dlatego, że zakładano, iż korzystają one faktycznie z gwarancji rządu (choć rząd nie udzielał takich gwarancji na piśmie, dla wszystkich było jasne, że do bankructwa obu korporacji nie może dopuścić i w razie czego będzie musiał spłacić ich zobowiązania).

Instrumenty te sprawdzały się więc znakomicie, dostarczając taniego kapitału na dalszy rozwój rynków. A święta zasada obu korporacji – ta, że angażują się jedynie w kredyty hipoteczne niedrogie i bezpieczne – powodowała, że ich sytuacja finansowa nie budziła żadnych zastrzeżeń (Orłowski, 2008).

mieli zapewnionych środków na jego spłatę. Operacja staje się ryzykowna, jednak od pożyczającego kapitał można zażądać wyższych odsetek. Zaczęło się więc obniżanie wymogów stawianych kredytobiorcom, aż do poziomu, gdy zaczęto udzielać kredytów każdemu, kogo tylko udało się namówić. Standardem stały się kredyty udzielane osobom bezrobotnym, niemającym żadnego stałego dochodu i majątku tak zwanego *ninja* (no income, no job, no assets). W ten sposób narodziły się kredyty typu *subprime*.

A problem ogromnego ryzyka? Na to też znalazło się także rozwiązanie, oczywiście w sferze finansowej³. Rozwiązaniem okazały się instrumenty pochodne – obligacje emitowane przez banki inwestycyjne w oparciu o pakiety takich właśnie kredytów typu *subprime*⁴. Obligacje te z kolei bez trudu znajdowały nabywców, wszak:

- zapewniały wysoki dochód – wyższy, niż gdyby operacja była mniej ryzykowna,
- były znakomicie zabezpieczone amerykańskimi nieruchomościami, które w razie kłopotów zostaną sprzedane i pokryją wszelkie straty,
- pośrednikiem w całej operacji są renomowane, cieszące się zasłużonym prestiżem banki inwestycyjne z Wall Street.

I tak powstała istna piramida finansowa opierająca się na wierze, że ryzyko związane z udzielaniem niemożliwych do spłacenia kredytów będzie w pełni pokryte rosnącymi cenami nieruchomości. Rynek, którego rozkwit możliwy tylko w sytuacji fali irracjonalnej euforii, kiedy ludzie – wbrew zdrowemu rozsądkowi – są skłonni wierzyć, że ceny aktywów mogą rosnąć w nieskończoność, odrywając się od jakiegokolwiek realnej wartości nieruchomości (Orłowski, 2008). Wszystko znakomicie się kręciło, a łączna kwota kredytów hipotecznych typu *subprime* (a w ślad za tym rynku opartych na nich obligacji) urosła w ciągu kilku lat do co najmniej półtora biliona dolarów.

Wszystko działało dobrze dopóki ceny nieruchomości rosły, a działało się tak do roku 2006, zachęcając banki do

udzielania dalszych kredytów i deweloperów do budowy kolejnych domów. W końcu jednak zostały wyśrubowane w tak absurdalny sposób, że zaczęły się kłopoty ze sprzedażą. Ilość niesprzedanych mieszkań i domów zaczęła gwałtownie wzrastać, a ceny spadać. Wystarczyło to, aby runął fikcyjny fundament, na którym opierał się rynek kredytów *subprime*.

4. Specyfika sytuacji obecnej

Klasyczne kryzysy miały swoje fundamenty w gospodarce realnej i były to kryzysy nadprodukcji. Mechanizm rynkowy okazywał się od czasu do czasu nieskutecznym regulatorem, w efekcie wytworzona produkcja nie była realizowana na rynku, nie znajdowała nabywców, co w sposób naturalny prowadziło w przyszłości do ograniczenia produkcji, zatrudnienia, dochodów, siły nabywczej, a więc do załamania koniunktury. Takie scenariusze kryzysów, jak zauważono wcześniej, są już przeszłością. Co takiego wydarzyło się w 2008 roku? Jaka jest geneza obecnego kryzysu?

Należy zauważyć, iż ostatnie dekady w gospodarce światowej, a zwłaszcza w gospodarkach wysoko rozwiniętych to oddzielenie gospodarki realnej od procesów finansowych na niespotykaną wcześniej skalę⁵. Często można było odnieść wrażenie, że są to dwa odrębne byty, funkcjonujące obok siebie niezależnie, a nawet z wyraźną przewagą sfery finansów. A przecież tak być nie może, przynajmniej nie może to się odbywać bezkarnie.

Na rynku finansowym pojawiło się mnóstwo podmiotów kreujących przeróżne „produkty finansowe”, w oderwaniu od realnego pokrycia, przeróżne instrumenty pochodne wielokrotnie lewarowane. Najbardziej dynamicznie wzrosły obroty instrumentami *futures* i walutami. W efekcie kreacja pieniądza „wyrwała się nieco spod kontroli”, mimo licznych instytucji nadzoru i kontroli.

³ W rezultacie, jak powiada J. Stiglitz, „rynki finansowe nie zarządzały ryzykiem, lecz je stwarzały. Nie pomagały amerykańskim rodzinom w łagodzeniu ryzyka zmiennych stóp procentowych i w rezultacie miliony ludzi tracą domy. Poza tym rynki źle ulokowały setki milionów dolarów” (Stiglitz, 2008).

⁴ Takie właśnie kredyty, których nie zechce odkupić Fannie Mae lub Freddie Mac (bo były zbyt drogie i gwałciły wszelkie zasady oceny ryzyka) sprzedawano żądnym wysokich zysków prywatnym inwestorom instytucjonalnym – funduszom emerytalnym, bankom, towarzystwom ubezpieczeniowym, funduszom inwestycyjnym utworzonym przez lokujących na rynku naftowe fortuny arabskich szejków, norweskie miasta i prezydenta Putina. Wyszczególnieni pośrednicy, czyli banki inwestycyjne zamieniały dochód z tych kredytów na specjalne obligacje. W ten sposób narodził się rynek aktywów finansowych opartych na dochodach z kredytów *subprime*. A ryzyko rosło z dnia na dzień – i to rosło u samych korzeni rynku. Banki hipoteczne zorientowały się, że nie tylko biznes kwitnie, ale nie wiąże się dla nich z żadnym ryzykiem. To cóż, że udzielają kredytu, o którym wiedzą, że nie zostanie spłacony? Przecież całe ryzyko odkupuje od nich nabywający obligacje inwestor (za pośrednictwem sówicie opłacanego banku inwestycyjnego emitującego obligacje). Inwestor czuje się pewnie, bo liczy na rosnącą wartość nieruchomości. Ale banki muszą liczyć się nawet z minimalnym ryzykiem, a skoro ryzyka nie ma – to hulaj dusza!

⁵ Jeszcze ćwierć wieku temu podstawową funkcją banków było udzielanie kredytów sektorowi niefinansowemu – realnemu, a więc przedsiębiorstwom (na cele inwestycyjne i produkcyjne), a także osobom fizycznym (na cele konsumpcyjne i handlowe). Jednocześnie banki udzielały kredytów rządowi (np. na cele równoważenia bilansu płatniczego), innym bankom, gdy te miały kłopoty z tak zwaną płynnością, a także innym instytucjom, które potrzebowały zasilenia finansowego. Banki utrzymywały się więc w tym czasie z różnic w oprocentowaniu, jakie płaciły za lokaty oraz jakie otrzymywały, pożyczając środki finansowe osobom prawnym i fizycznym. Między sferą finansową a sferą realną istniała w tym czasie pełna zgodność, przy czym sfera finansowa pełniła funkcje podporządkowane sferze realnej, bez której egzystencja banków uległaby zagrożeniu.

W latach 80. powstały nowe instytucje finansowe, głównie o charakterze spekulacyjnym, udzielające np. kredytów hipotecznych bądź emitujące różnego typu obligacje. Obok nich powstały też towarzystwa ubezpieczeniowe, instytucje powiernictwa inwestycyjnego, fundusze emerytalne itp. Nabrały one szybko charakteru globalnego, tworząc grupy kapitałowe zrzeszające banki, fundusze i towarzystwa narodowe. To one zintensyfikowały przepływ kapitału portfelowego w siali międzynarodowej. Co więcej, z biegiem lat coraz większa była wymiana funduszy finansowych między różnymi bankami i grupami kapitałowymi. Jedne udzielały pożyczek drugim w skali niespotykanej wcześniej, a wszystko po to, by czerpać z tego tytułu coraz większe zyski spekulacyjne. (Bożyk, 2009).

W tej eksplozji systemu finansowego szczególnie rozwinęły się rynki instrumentów futures, obroty nimi wzrosły prawie 2300 razy. Co charakterystyczne, w tym procesie autonomizacji systemu finansowego nastąpiła wyraźna zmiana ich finansowej roli, coraz mniejsza była ich funkcja zabezpieczająca, a w coraz większym zakresie były one wyłącznie narzędziami gry spekulacyjnej. W rezultacie w okresie między 1970 a 2004 zaszły znaczne zmiany w strukturze instrumentów typu futures (Żyrzyński, 2009).

To właśnie za sprawą sektora finansowego kolejne gospodarki i kolejne społeczeństwa przechodziły do świata uludy i zaczynały wierzyć, iż ceny różnych aktywów mogą trwale oderwać się od ich rzeczywistej długookresowej wartości. Zaczęto podliczać swoje złudne bogactwo i wierzyć, iż wzrost cen aktywów będzie trwać w nieskończoność i przynosić stałe zyski. Takie założenia i wiara nie były jednak w stanie zmienić faktu, iż w ostatecznym rozrachunku za zakupem realnych towarów, realnych firm, realnych domów, muszą stać realne oszczędności. Innymi słowy, jeśli ktoś systematycznie wydaje więcej niż zarabia, ktoś inny musi udzielić mu kredytu, który trzeba będzie kiedyś spłacić.

Mimo faktu, iż znajomość tych zależności jest dosyć powszechna, to i tak nie zmienia to zachowań uczestników tych rynków, co więcej, co pewien czas ludzi działających na rynkach finansowych ogarnia irracjonalna euforia. Nie zwracają uwagi na to, że ceny kupowanych przez nich aktywów finansowych oderwały się od realnej wartości dochodów i majątku, na których powinny się opierać. Nie zdają sobie sprawy z tego, że ryzyko gwałtownego spadku tych cen, a więc ryzyko straty związanej z tym zakupem gwałtownie rośnie. Nie rozumieją, że uczestniczą już w finansowej piramidzie, w której ceny aktywów utrzymują się na wysokim poziomie tylko dlatego, że na rynek ciągle jeszcze docierają nowi, gotowi do zakupów inwestorzy. Nie rozumieją, że bąbel za chwilę pęknie, ciągnąc rynek na dno i obniżając na papierze wartość ich oszczędności równie gwałtownie, jak poprzednio zwiększała ją fala euforii. Z tak rozrośniętym bąblem jest jak z otwartą beczką prochu, w każdej chwili może wybuchnąć, czeka tylko na iskrę.

Iskrą taką okazała się ogłoszona w lipcu 2007 roku informacja, że dwa wielkie fundusze inwestycyjne posiadające aktywa finansowe bazujące na amerykańskich kredytach hipotecznych mogą ponieść z tego tytułu ogromne straty. To wystarczyło, aby irracjonalny optymizm wyparował, zamieniając się w pesymizm, który następnie sparaliżował rynki kapitałowe, potem sektor bankowy, a na końcu całą gospodarkę światową⁶.

⁶ Dało to początek obecnym problemom na rynkach finansowych. Pierwsze informacje na ten temat pojawiły się latem 2007 r., wywołując spadki indeksów giełdowych na całym świecie i zaniepokojenie na rynkach finansowych. Prawdziwa fala paniki rynkowej wybuchła jednak dopiero rok później, gdy we wrześniu 2008 r. doszło do bankructwa banku inwestycyjnego Lehman Brothers, a w ślad za tym do częściowego paraliżu rynku pieniężnego najpierw w USA, a wkrótce potem we wszystkich wiodących gospodarkach świata. Na wybuch Globalnego Kryzysu złożyło się wiele czynników, najważniejsze z nich to (Orłowski, 2010):

5. Konkluzja

Obecny kryzys ekonomiczno-finansowy nie jest ani pierwszym, ani zapewne ostatnim, tak zwanym załamaniem aktywności gospodarczej w skali świata. Poza zasięgiem i uporczywością jego wyjątkowość polega na tym, że pojawił się on po okresie bezprzykładnego rozwoju gospodarki światowej i jej części składowych. Jego analiza pokazuje, iż kluczową dla niego determinantą był podział gospodarki na sektor finansowy i sektor niefinansowy, zwany często realnym. To właśnie ekspansja sfery finansowej przyczyniła się do „wyhodowania” olbrzymiej bańki spekulacyjnej. Generalnie możemy mówić o równoległym nagromadzeniu się i jednoczesnym zadziałaniu kilku przyczyn (Podedworny i Wnorowski, 2010):

1. Typowy dla okresu 1992-2007 mechanizm pojawiania się dużych nadwyżek pieniężnych i kapitałowych w niektórych państwach i całych regionach, przy jednoczesnym nienadążaniu procesów inwestycyjnych w sferze realnej za istniejącymi możliwościami ich finansowania, sprawił, że utrzymywała się ogólna nadpłynność systemu finansowego świata. Odpowiada ona w ostatnich latach za na ogół niskie stopy oprocentowania instrumentów finansowych oraz silny trend wzrostowy cen różnych aktywów, zwłaszcza za szybko rosnące ceny nieruchomości praktycznie na wszystkich rynkach. W sytuacji nadpłynności rynków finansowych oraz rozmycia odpowiedzialności za ryzyko, stosunkowo łatwo doszło do swoistej wirtualizacji świata finansów, tzn. oddzielenia obrotu finansowego od procesów zachodzących w realnej gospodarce, które w istocie oznaczało wyraźne
-
1. Gwałtowne zmiany rozkładu sił gospodarczych na świecie i towarzysząca im nierównowaga. Wciągu minionych 25 lat globalny PKB wzrósł niemal 2,5 razy (3,5% średniorocznie), jednak PKB Chin wzrósł w tym czasie ponad 7 razy, Indii – 4 razy, a USA i Europy Zachodniej tylko 2 razy.
 2. Gwałtowne procesy globalizacyjne. Dla inwestorów otworem stanęły kraje dawniej wyłączone z globalnego rynku, a instytucje finansowe zdywersyfikowały swoje portfele, obejmując nimi aktywa z całego świata.
 3. Gwałtowny rozwój rynku instrumentów pochodnych. Łączna nominalna wartość instrumentów pochodnych, którymi obracano na rynku w 1998 r., wynosiła 72 bln USD, ale w roku 2008 było to już 683 bln USD. Instrumenty te mogą być używane zarówno w celu zabezpieczenia się przed ryzykiem, jak i w celu czysto spekulacyjnym.
 4. Gwałtowny rozwój rynków finansowych. W roku 1980 podstawowe aktywa finansowe (depozyty w bankach, obligacje, akcje) stanowiły około 120% globalnego PKB. W roku 2005 aktywa finansowe wraz z instrumentami pochodnymi (nominalną wartością) stanowiły już jedenastokrotność światowego PKB, a w roku 2007 – szacunkowo – już trzynastokrotność.
 5. Fala irracjonalnego optymizmu w latach 2002-2007, skłaniająca inwestorów do nadmiernie optymistycznych ocen długookresowych perspektyw rozwoju rynku finansowego.
 6. Lekkoomyślność instytucji finansowych, które uznawały przewartościowane aktywa (zwłaszcza nieruchomości) za dobre zabezpieczenie dalszych kredytów. W rezultacie gospodarstwa domowe w wielu krajach wpadły w pułapkę nadmiernego zadłużenia, która ujawniła się w pełni w momencie spadku cen nieruchomości.
 7. Katastrofalne błędy polityki gospodarczej.

podwyższenie ryzyka międzynarodowych operacji finansowych (Michalski, 2009).

2. Tymczasem dobra koniunktura gospodarcza ostatnich dekad i związane z nią zmniejszanie liczby, czasu trwania i głębokości występujących zaburzeń finansowych, pozwalały, a wręcz kazały wierzyć, że kraje świata stały się mniej podatne na różnego rodzaju niekorzystne szoki, a nawet kryzysy. Wszyscy coraz chętniej pożyczali, czuli się przez to bogatsi i funkcjonowali w wirtualnym świecie ułudy, coraz bardziej oddalonym od rzeczywistości.
3. Wreszcie w tym samym czasie, ani państwa, ani ich organizacje nie zdołały zapewnić warunków do sprawnego i bezpiecznego obrotu finansowego w skali świata, jak i poszczególnych krajów. Brak właściwej regulacji i należytego nadzoru międzynarodowych operacji finansowych połączony z olbrzymią chciwością tych instytucji doprowadził do kumulacji zagrożeń.

Wnika stąd, że w krajach wysoko rozwiniętych źródła ogólnego kryzysu znajdowały się głównie w sektorze finansowym, stąd skutki dla tego sektora są tam dużo głębsze niż dla sektora realnego. Należy zauważyć, iż transmisja zjawisk kryzysowych do sfery realnej następowała bardzo szybko za pośrednictwem rynku kapitałowego. Ponadto inna jest dynamika przebiegu samego zjawiska kryzysowego w poszczególnych sferach. W sektorze finansowym załamanie koniunktury i koszty tego załamania są wyjątkowo duże, ale czas przebywania w sytuacji kryzysowej powinien być krótszy niż w sferze realnej. W sektorze finansowym zmiany zachodzą bowiem z reguły szybko, zarówno te początkowe, na gorsze, jak i te późniejsze, na lepsze. W sektorze realnym zmiany są raczej powolne i wobec tego skutki są rozciągnięte na dłuższy okres (Gomółka, 2009).

Już w drugiej połowie 2009 r. niektóre wskaźniki wyprzedzające koniunktury pokazywały, że zaczynają wreszcie działać biliony dolarów i euro wpompowane w gospodarkę krajów zachodnich⁷. Zauważano także pierwsze symptomy ożywienia na światowych giełdach. Potrzeba jednak znaczącego wzrostu zaufania na tyle, aby skończył się paraliż sektora bankowego, który zacząłby chętniej pożyczać. Potrzeba także, aby konsumenci, zwłaszcza zachodni zaczęli zwiększać swoje wydatki, to obecny kryzys będzie krótszy niż statystyczny w ostatnich latach.

Jednak mimo już kilkukrotnego ogłaszania końca kryzysu przez różne gremia, możemy stwierdzić, iż zaklinanie rzeczywistości w tym względzie nie działa. W połowie roku 2011 gospodarka światowa ciągle tkwi w kryzysie za sprawą kredytów. Już nie hipotecznych w Stanach Zjednoczonych, lecz za sprawą długu publicznego, który dramatycznie obniżył wiarygodność wielu gospodarek, doprowadzając je na skraj bankructwa.

Literatura

- ASM (2010). Udział budownictwa w tworzeniu PKB na tle poszczególnych sektorów gospodarki, W: <http://www.budnet.pl>, data dostępu 27.02.2010. ASM –Centrum Badań i Analiz Rynku.
- Bolkowska Z. (2006). Aktualna sytuacja w budownictwie na tle dotychczasowych tendencji. *Ekspertyzy i opinie Kongresu Budownictwa Polskiego*, Warszawa.
- Bożyk P. (2009) Systemowe przyczyny światowego kryzysu finansowego. W: Światowy kryzys finansowy. Przyczyny i skutki, Bożyk P. (red.), *Wyższa Szkoła Ekonomiczno-Informatyczna*, Warszawa, s. 47-48.
- Michalski R. (2009). W poszukiwaniu nowego ładu walutowego świata. W: Światowy kryzys finansowy, przyczyni i skutki, Bożyk P. (red.), *Wyższa Szkoła Ekonomiczno-Informatyczna*, Warszawa, 187.
- Orłowski W. M. (2008). Świat, który oszalał, czyli poradnik na trudne czasy. *Biblioteka Gazety Wyborczej*, Agora, Warszawa, 18-66.
- Orłowski W. M. (2010). W pogoni za straconym czasem. Wzrost gospodarczy w Europie Środkowo-Wschodniej 1950-2030. *PWE*, Warszawa, 193-195.
- Podedworny H., Wnorowski H. (2010). Zadłużanie się a zagrożenie kryzysem. W: Współczesne problemy rozwoju gospodarczego, Ejsmont Z. (red.), *Wydawnictwo Wyższej Szkoły Ekonomicznej w Białymstoku*, Białystok, s. 102.
- Stiglitz J. E. (2008). Kryzys wymusi globalną reformę. *Dziennik*, 22.11.2008.
- Żyrzyński J. (2009). Strukturalne przyczyny kryzysu finansowego. W: Światowy kryzys finansowy. Przyczyny i skutki, Bożyk P. (red.), *Wyższa Szkoła Ekonomiczno-Informatyczna*, Warszawa, 59-70.
- Gomółka S. (2009). Skutki światowego kryzysu finansowego: różnice między krajami wysoko rozwiniętymi a Polską. W: Światowy kryzys finansowy. Przyczyny i skutki, Bożyk P. (red.), *Wyższa Szkoła Ekonomiczno-Informatyczna*, Warszawa, s. 125.

⁷ W myśl zasady, że w okresach załamania koniunktury wszyscy stajemy się Keynesistami, głównym kierunkiem interwencji poszczególnych rządów stały się wydatki rządowe, realizowane w postaci kolejnych transz programów pomocowych kierowanych do gospodarek na stymulowanie zagrożonego popytu.

KINETYKA PROCESU HYDRATAcji KOMPOZYTÓW CEMENTOWYCH Z POPIOŁEM LOTNYM

Valeriy EZERSKIY, Małgorzata LELUSZ*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W referacie przedstawiono wyniki badania laboratoryjnego wpływu: współczynnika wodno-cementowego, klasy cementu oraz czasu dojrzewania na wytrzymałość na ściskanie (Y) próbek napowietrzanej zaprawy cementowej z dodatkiem popiołu lotnego. W badaniu przyjęto następujący zakres zmienności czynników: czynnik X_1 (W/C) – od 0,5 do 0,6; czynnik X_2 (klasa cementu) – 32,5; 42,5 oraz 52,5; czynnik X_3 (czas dojrzewania) – od 28 do 180 dni. Na podstawie wyników został opracowany model matematyczny zależności $Y = f(X_1, X_2, X_3)$ i przeanalizowany charakter oraz stopień wpływu poszczególnych czynników. Przestrzeń czynnikowa została zbadana na występowanie ekstremum. Ustalono, że maksymalne wartości wytrzymałości na ściskanie uzyskuje się przy następujących wartościach czynników: $X_1 = -0,104$; $X_2 = 0$; $X_3 = 0,715$, tj. przy $W/C = 0,54$ z cementu klasy 42,5 oraz po 149 dniach dojrzewania

Słowa kluczowe: kompozyty cementowe, wytrzymałość na ściskanie, kinetyka narastania wytrzymałości.

1. Wprowadzenie

Dodatkiem powszechnie stosowanym do kompozytów cementowych jest popiół lotny. Materiał ten umożliwia ograniczenie zużycia coraz bardziej deficytowego klinkieru cementowego oraz pozwala uzyskać tworzywo cementowe o podwyższonych właściwościach (Neville, 2000; Giergiczny, 2006). Stosując popiół lotny jako jeden ze składników betonu należy liczyć się z możliwością wystąpienia niepożądanych skutków, takich jak zwiększenie wodozadržności mieszanki czy zmniejszenie skuteczności działania domieszek chemicznych oraz zmniejszenie odporności na działanie mrozu (Łukowski, 2003; Bastian, 1980). Najlepszą metodą poprawy mrozoodporności kompozytów cementowych jest stosowanie domieszek napowietrzających.

Czynniki materiałowe, które wpływają na jakość napowietrzenia, to rodzaj i ilość środka napowietrzającego, konsystencja mieszanki i wskaźnik W/C , ilość i rodzaj cementu, dodatki mineralne, kruszywo, woda zarobowa oraz inne domieszki chemiczne (Bastian, 1980; Lelusz i Ezerskiy, 2010a i 2010b). Istnieje zatem konieczność uściślenia danych o współzależności składników kompozytów cementowych takich jak popiół lotny, domieszka napowietrzająca, cement oraz woda na narastanie wytrzymałości próbek w czasie.

Spowolnienie procesu hydratacji kompozytów cementowych zawierających popiół lotny, a także

możliwe przyspieszenia tego procesu przy napowietrzaniu mieszanki betonowej wymaga przeprowadzenia specjalistycznych badań laboratoryjnych kinetyki twardnienia napowietrzonych kompozytów cementowych zawierających popiół lotny.

Celem pracy jest wykrycie prawidłowości procesu twardnienia próbek napowietrzanej zaprawy cementowej z dodatkiem popiołu lotnego oraz ocena charakteru i stopnia wpływu trzech czynników: współczynnika wodno-cementowego, klasy cementu oraz czasu dojrzewania na wytrzymałość na ściskanie próbek zaprawy cementowej zawierającej popiół lotny i domieszki napowietrzającą z opracowaniem modelu matematycznego zależności wytrzymałości od wyżej wymienionych czynników.

2. Sformułowanie problemu i wybór planu eksperymentu badawczego

Zgodnie z przyjętym celem pracy wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych f_c , MPa (odpowiedź Y) postanowiono zbadać w zależności od: współczynnika wodno-cementowego W/C (czynnik X_1), klasy wytrzymałości cementu CEM (czynnik X_2) oraz czasu dojrzewania próbek τ (czynnik X_3).

Badanie przeprowadzono zgodnie z zasadami planowania eksperymentu. Według tych zasad został

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.lelusz@pb.edu.pl

uzasadniony wybór zakresów zmienności oraz poziomów czynników. Każdy z czynników rozpatrywano na trzech poziomach. Zakresy zmienności oraz poziomy czynników przedstawiono w tabeli 1.

W planach eksperymentów zamiast naturalnych wartości czynników ilościowych stosuje się wartości unormowane, przejście do których od wartości naturalnych \tilde{X}_i wykonuje się według zależności (1):

$$X_i = \frac{\tilde{X}_i - \frac{\tilde{X}_{i\max} + \tilde{X}_{i\min}}{2}}{\frac{\tilde{X}_{i\max} - \tilde{X}_{i\min}}{2}} \quad (1)$$

gdzie: \tilde{X}_i , $\tilde{X}_{i\max}$, $\tilde{X}_{i\min}$ są odpowiednio bieżącymi, maksymalnymi i minimalnymi wartościami naturalnymi i -tego czynnika.

Przy unormowaniu wartości czynników uwzględniono, że jeden z nich, a mianowicie czynnik trzeci zmieniał się nierównomiernie. W związku z tym unormowaną wartość tego czynnika (X_3) określono z poniższej zależności (2), która pozwoliła wykonać linearyzację tego czynnika:

$$X_3 = -0,000033(\tilde{X}_3)^2 + 0,02\tilde{X}_3 - 1,5348 \quad (2)$$

Wartościom czynnika $\tilde{X}_3 = 28, 90$ i 180 odpowiadały wartości czynnika $X_3 = -1, 0, +1$.

Do opisu przestrzeni czynnikowej $Y_i = f(X_1, X_2, X_3)$ została wybrana postać funkcji (3), współczynniki której należało obliczyć za pomocą metody najmniejszych kwadratów:

$$\tilde{Y} = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + a_3X_3 + a_{12}X_1X_2 + a_{13}X_1X_3 + a_{23}X_2X_3 + a_{11}X_1^2 + a_{22}X_2^2 + a_{33}X_3^2 \quad (3)$$

gdzie: X_1, X_2, X_3 są czynnikami zmiennymi (zgodnie z tab. 1); a_1, a_2, \dots, a_{33} są współczynnikami równania regresji.

Przy wyborze planu eksperymentu uwzględniono konieczność uzyskania adekwatnego opisu matematycznej rozpatrywanej funkcji celu i możliwość skrócenia ilości prób. Zastosowano przy tym plan kompozycyjny symetryczny trójpoziomowy dla trzech zmiennych (Korzyński, 2006) zawierający $N = 14$ prób (tab. 4). W każdej próbie przyjęto powtarne pomiary na 6 próbkach. Liczba powtórzeń została uzasadniona na podstawie wstępnych badań. Ilość pomiarów w eksperymencie przy sześciokrotnych powtórzeniach każdej próby wynosiła 84. Przy realizacji planu eksperymentu przestrzegano zasad randomizacji kolejności badania prób.

3. Metoda prowadzenia badania

Badania laboratoryjne zostały przeprowadzone na próbkach stwardniałych zapraw cementowych o składzie zgodnym z planem eksperymentu (tab. 1, tab. 4). We wszystkich składach zapraw ilość cementu była stała i wynosiła 450 kg/m^3 . Stosowano trzy rodzaje cementu portlandzkiego: CEM I 32,5; CEM I 42,5 N-HSR/NA oraz CEM I 52,5 R-NA. Składy fazowe klinkierów oraz podstawowe właściwości cementów przedstawiono w tabeli 2.

Tab. 1. Zakresy zmienności rozpatrywanych czynników X_1, X_2, X_3

Czynniki zmienne	Jednostka miary	Poziom zmienności		
		-1	0	+1
Współczynnik wodno-cementowy (W/C), X_1	-	0,5	0,55	0,6
Klasa wytrzymałości cementu (CEM), X_2	-	32,5	42,5	52,5
Czas dojrzewania (τ), X_3	dni	28	90	180

Tab.2. Składy fazowe klinkierów oraz podstawowe właściwości stosowanych cementów

Parametr	CEM I 32,5 R	CEM I 42,5N-HSR/NA	CEM I 52,5 R
Skład fazowy klinkieru:			
C ₃ S, [%]	60,4	56,6	62,57
C ₂ S, [%]	15,5	18,3	14,63
C ₃ A, [%]	9,1	1,5	7,47
C ₄ AF, [%]	8,8	16,4	4,17
Straty prażenia, [%]	1,15	0,70	0,91
Części nierozpuszczalne, [%]	1,73	0,31	0,36
Początek wiązania, [min]	170	230	110
Wytrzymałość na ściskanie:			
po 2 dniach dojrzewania, [MPa]	23	15	29
po 28 dniach dojrzewania, [MPa]	47	51	58

Tab. 3. Wyniki analizy sitowej piasku rzeczno-flukanego

Fracja	Zawartość [%]
0/0,125	1,4
0,125/0,25	11,3
0,25/0,5	43,0
0,5/1	29,8
1/2	12,8
2/4	1,6

Tab. 4. Plan oraz wyniki eksperymentu do określenia wytrzymałości na ściskanie $\bar{Y}_i (f_c, [\text{MPa}])$ zapraw cementowych w zależności od czynników X_1, X_2, X_3

Nr serii	X_1	X_2	X_3	\bar{Y}_i	S_i^2
1	-1	-1	-1	31,3	6,7
2	+1	-1	-1	28,2	4,8
3	-1	+1	-1	36,8	3,6
...
12	0	+1	0	48,6	6,4
13	0	0	-1	43,9	5,6
14	0	0	+1	51,2	3,8

Do wykonania próbek zastosowano popiół lotny uzyskany w wyniku spalania węgla kamiennego w elektrociepłowni w ilości 33% masy cementu. Na podstawie dyfrakcyjnej analizy rentgenowskiej ustalono, że podstawowe fazy występujące w popiele to mullit i β -kwarc. Popiół zawierał dużo fazy szklistej, anhydryt oraz tlenek wapnia i nieznaczne ilości minerałów wtórnych – kalcytu i gipsu. Zawartość wolnego CaO wynosiła 0,25%. Straty prażenia monitorowane przez 25 dni były mniejsze niż 4,8%. Gęstość właściwa popiołu wynosiła 2,23 kg/dm³.

Do zapraw zastosowano bezchlorkową domieszkę napowietrzającą na bazie żywic naturalnych o gęstości 1,06 kg/dm³ i odczynie pH 12, która dodawano w ilości 0,15% masy cementu.

Do wykonania próbek stosowano jako kruszywo piasek rzeczny płukany. Wyniki analizy sitowej piasku przedstawiono w tablicy 3.

Próbki belecзки 40x40x160mm formowano bezpośrednio po wymieszaniu składników zaprawy. Próbki zagęszczano na stoliku Vebe i rozformowano po 24 godzinach dojrzewania, a następnie umieszczano w wodzie, gdzie dojrzewały do momentu badania wytrzymałości zgodnie z planem eksperymentu (tab. 1, tab. 4).

Badanie wytrzymałości na ściskanie próbek przeprowadzono zgodnie z procedurą podaną w PN-EN 196-1:2005.

4. Wyniki badania i ich analiza

Wstępna analiza wyników badania (tab.4) wykazała, że istnieje rozrzut wartości \bar{Y}_i w poszczególnych próbach

jak i przy powtórnych pomiarach. Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób $S_1^2, S_2^2, S_3^2, \dots, S_{14}^2$ sprawdzono za pomocą testu statystycznego Cochran (Korzyński, 2006). Test ten przewiduje porównanie wartości obliczeniowej kryterium Cochran G_{obl} z wartością krytyczną. Wartość obliczeniową G_{obl} określa się według wzoru (4):

$$G_{obl} = \frac{\max\{S_i^2\}}{\sum_{i=1}^{14} S_i^2} \quad (4)$$

Sprawdzenie jednorodności ocen wariancji powtórnych pomiarów wykazało, że przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ obliczeniowa wartość kryterium Cochran $G_{obl} = 0,1837$ okazała się mniejsza od wartości krytycznej $G_{kr}^{0,05;5;14} = 0,2212$ (Korzyński, 2006). Można więc uważać, że wariancje prób są jednorodne. W takim przypadku wariancję generalną eksperymentu można obliczać jako średnia wartość z wariancji poszczególnych prób (5):

$$S_0^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^{14} S_i^2 \quad (5)$$

Ustalono, że przy liczbie stopni swobody $v = 70$ wyniosła ona 5,72. Wartość wariancji przyjęto jednakową w całym obszarze przestrzeni czynnikowej analizowanej funkcji celu.

Na podstawie wyników eksperymentu przy wykorzystaniu metody najmniejszych kwadratów opracowano model matematyczny (6), który po usunięciu współczynnika nieistotnego (a_{13}) otrzymał postać:

$$\tilde{Y} = 52,31 - 1,33X_1 + 1,69X_2 + 5,13X_3 + 1,05X_1X_2 - 1,08X_2X_3 - 6,39X_1^2 - 4,54X_2^2 - 3,59X_3^2 \quad (6)$$

Ocenę istotności współczynników równania regresji przeprowadzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium t-Studenta (Korzyński, 2006). Przyjęto poziom istotności $\alpha = 0,05$. Wariancje współczynników regresji S_{ai}^2 obliczono według wzoru (7):

$$S_{ai}^2 = c_{ij} \cdot S_0^2 \quad (7)$$

gdzie c_{ii} jest diagonalnym elementem macierzy kowariancyjnej.

Sprawdzenie hipotezy o istotności statystycznej współczynników regresji a_i wykonano na pomocą porównania obliczeniowych wartości t_i z wartością tabelaryczną $t_{\alpha f}$. Wartość obliczeniowa kryterium t_i wyznaczano według wzoru (8):

$$t_i = \frac{|a_i|}{\sqrt{S_{ai}^2}} \quad (8)$$

Jeśli $t_i > t_{\alpha f}$ to hipotezę o nieistotności współczynników a_i odrzuca się z prawdopodobieństwem $p = 1 - \alpha$.

Adekwatność modelu sprawdzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium Fishera F (Korzyński, 2006). Obliczeniową wartość tego kryterium określono za pomocą wzoru (9):

$$F_{obl} = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2}{S_0^2 \cdot (N - (k + 1))} \quad (9)$$

gdzie: $\sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2$ jest sumą kwadratów odchyłek

wartości (\hat{Y}_i) obliczonych z modelu (6) oraz uzyskanych jako średnie (\bar{Y}_i) z pomiarów w eksperymencie; m jest liczbą powtórnych pomiarów w każdej próbie; N jest liczbą prób w eksperymencie; $k+1$ jest liczbą istotnych współczynników w modelu (6).

Obliczeniową wartość F_{obl} dla uzyskanego modelu porównano z tabelaryczną wartością krytyczną $F_{\alpha f_1, f_2}$, dla której:

$$f_1 = N - (k + 1) = 14 - 9 = 5;$$

$$f_2 = N(m - 1) = 14(6 - 1) = 70.$$

Sprawdzenie wykazało, że wartość obliczeniowa $F_{obl} = 1,7141$ jest mniejsza od odpowiedniej wartości krytycznej kryterium Fishera $F_{0,05;5;70} = 2,36$ (Korzyński, 2006). Potwierdza to adekwatność i efektywność otrzymanego równania regresji oraz jego przydatność do dalszej analizy wpływu czynników.

5. Interpretacja wyników badania

Wpływ rozpatrywanych czynników analizowano na podstawie równania regresji (6). Okazało się, że największy wpływ na wytrzymałość na ściskanie zaprawy cementowej wykazuje czynnik X_3 – czas dojrzewania. Wykryto, że przy zmianie X_3 od -1 (28 dni) do $+1$ (180 dni) wytrzymałość Y wzrasta o 24%. Jednak wzrost ten jest nierównomierny: przy zmianie czasu dojrzewania z 28 do 90 dni Y wzrasta o 20%, natomiast przy zmianie X_3 z 90 do 180 dni wzrasta zaledwie o 4%. Przy czasie dojrzewania 149 dni próbki uzyskały najwyższą wytrzymałość równą 54,14 MPa. Przy dalszym wzroście czasu dojrzewania wytrzymałość Y wahała się na poziomie dokładności pomiarów, tj. dalsze wydłużanie czasu dojrzewania nie daje znaczącego efektu. Wykryto również ujemny efekt wspólnego oddziaływania czynników X_2X_3 . Oznacza to, że niezależna zmiana X_3 i X_2 wpływa na wytrzymałość Y mocniej, niż gdy wahania tych czynników występują jednocześnie.

Na drugim miejscu pod względem stopnia wpływu na wartość Y lokuje się czynnik X_2 – klasa wytrzymałości cementu. Wykryto niewielki dodatni efekt liniowy i ujemny kwadratowy czynnika X_2 . Uwzględniając fakt, że czynnik ten może przyjmować tylko trzy wartości dyskretne, przeanalizowano zmianę wytrzymałości Y na trzech poziomach tego czynnika. Okazało się, że przy zmianie klasy cementu z 32,5 na 42,5 wytrzymałość Y próbek wzrasta o 13,5%, zaś zmiana klasy cementu z 42,5 na 52,5 spowodowała w przyjętych warunkach eksperymentu laboratoryjnego spadek o 6,2%. Wykryto dodatni efekt wspólnego oddziaływania czynników X_1X_2 oraz ujemny X_2X_3 . Wynika z tego, że czynnik X_2 wpływa tym mocniej, im większe wartości przyjmują czynniki X_1 . Wpływ efektu X_2X_3 przeanalizowano wyżej.

Najmniejszy wpływ na wytrzymałość Y okazał czynnik X_1 – współczynnik wodno-cementowy.

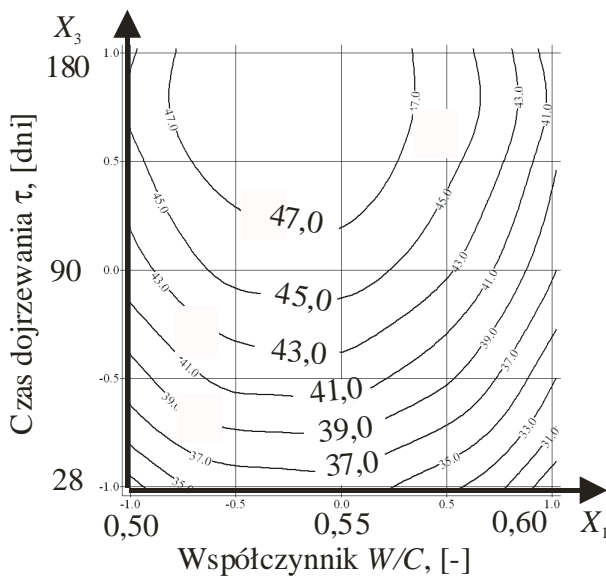
Wykryto, że wraz ze wzrostem wartości W/C wytrzymałość Y zmienia się bardzo nierównomiernie i zależność ma ekstremum przy W/C = 0,54. Przy zmianie W/C od 0,5 do 0,54 Y wzrasta o 10,9% natomiast przy zmianie od 0,54 do 0,60 Y spada o 16,5%. Przy W/C = 0,54 uzyskano najwyższą wytrzymałość wynoszącą 52,38 MPa. Wykryto również dodatni efekt wspólnego oddziaływania czynników X_1X_2 , który świadczy o tym, że wpływ czynnika X_1 słabnie ze wzrostem czynnika X_2 .

Przestrzeń czynnikową zbadano na występowanie ekstremum. Okazało się, że wytrzymałość na ściskanie próbek osiąga maksymalną wartość 54,21 MPa przy następujących warunkach: $X_1 = -0,104$; $X_2 = 0$; $X_3 = 0,715$, tj. przy W/C = 0,54 z cementu klasy 42,5 oraz po 149 dniach dojrzewania. Minimalną wartość wytrzymałości na ściskanie 27,51 MPa uzyskano przy $X_1 = +1$; $X_2 = -1$; $X_3 = -1$; tj. przy W/C = 0,50 z cementu klasy 32,5 oraz po 28 dniach dojrzewania.

Graficzną interpretację wyników eksperymentu pokazano na rysunkach 1-3. Przy tworzeniu wykresów przyjęto założenie, że do wykonania wszystkich próbek zastosowano popiół lotny w ilości 33% masy cementu oraz dodawano domieszką napowietrzającą w ilości

0,15% masy cementu. Analizowano zależność wytrzymałości na ściskanie (Y) od współczynnika wodno-cementowego (X_1) i czasu dojrzewania (X_3) próbek wykonanych z różnych klas cementu ($\tilde{Y}_3 = 32,5; 42,5$ i $52,5$).

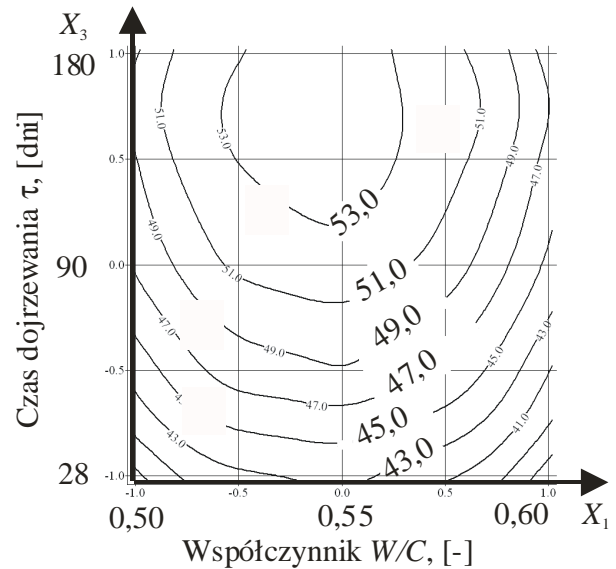
Analizując rysunek 1, można stwierdzić, że zależność wytrzymałości na ściskanie Y od X_1 jest nie równomierna i posiada ekstremum dla $X_1 = -0,186$ ($W/C = 0,54$). Przy zmianie X_1 od -1 do $-0,186$ Wytrzymałość na ściskanie rośnie o 10%, zaś przy dalszym wzroście X_1 wytrzymałość maleje o 21%. Inny charakter ma zależność wytrzymałości na ściskanie od czasu dojrzewania. Przy zmianie X_3 od -1 ($\tau = 28$ dni) do $0,865$ ($\tau = 165$ dni) wartość Y wzrasta o 34,4% i osiąga 48,77 MPa. Dalszego wzrostu Y praktycznie nie wykazuje, tzn. że po 170 dniu dojrzewania wytrzymałość próbek zaprawy z cementu klasy 32,5 nie zmienia się.



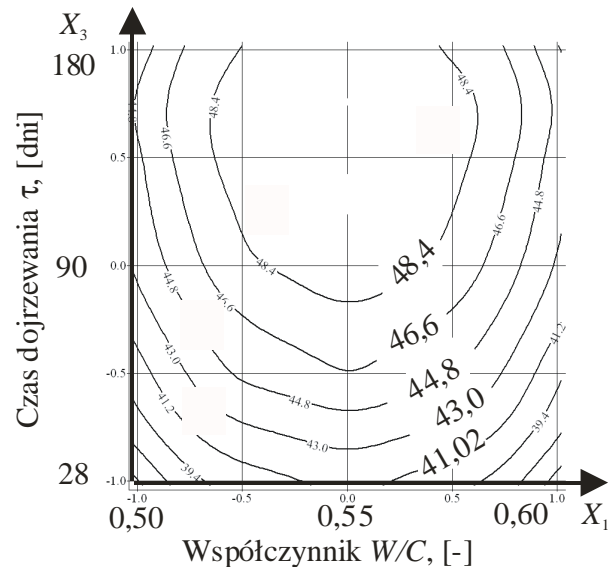
Rys. 1. Zależność wytrzymałości na ściskanie Y (f_c , MPa) próbek zaprawy cementowej od współczynnika wodno-cementowego X_1 i czasu dojrzewania X_3 wykonanej z cementu o klasie wytrzymałości 32,5

Na rysunku 2, widać, że charakter zależności wytrzymałości na ściskanie Y od X_1 i X_3 praktycznie nie zmienił się. Jedynie przemieściły się ekstrema lokalne tych zależności a średnia wytrzymałość wzrosła 1,14 razy. Wytrzymałość próbek po 90 dniach dojrzewania wyniosła 52,38 MPa dla $X_1 = -0,104$. Z drugiej strony dla próbek o $W/C = 0,55$ wytrzymałość osiągnęła wartość 54,14 MPa przy $X_3 = 0,715$ ($\tau = 149$ dni).

Zbliżony charakter zależności wytrzymałości na ściskanie od X_1 i X_3 przedstawia wykres na rysunku 3. Przy zmianie X_1 od -1 do $-0,022$ wytrzymałość na ściskanie rośnie o 14%, zaś przy dalszym wzroście X_1 wytrzymałość maleje o 15,4%. Przy zmianie X_3 od -1 ($\tau = 28$ dni) do $0,564$ ($\tau = 135$ dni) wartość Y wzrasta o 21% i osiąga 50,60 MPa.



Rys. 2. Zależność wytrzymałości na ściskanie Y (f_c , MPa) próbek zaprawy cementowej od współczynnika wodno-cementowego X_1 i czasu dojrzewania X_3 wykonanej z cementu o klasie wytrzymałości 42,5



Rys. 3. Zależność wytrzymałości na ściskanie Y (f_c , MPa) próbek zaprawy cementowej od współczynnika wodno-cementowego X_1 i czasu dojrzewania X_3 wykonanej z cementu o klasie wytrzymałości 52,5

Ogólnie można stwierdzić, że osiągnięcie maksimum wytrzymałości na ściskanie próbek napowietrzonej zaprawy cementowej zawierającej popiół lotny w ilości 33% masy cementu następuje tym szybciej, im wyższa jest klasa zastosowanego cementu. Dla próbek z cementem klasy 32,5 efektywny czas dojrzewania wyniósł 165 dni; klasy 42,5 – 149 dni; klasy 52,5 – 135 dni. Natomiast maksimum wytrzymałości na ściskanie tych samych próbek zostało osiągnięte dla $W/C = 0,54$ niezależnie od klasy cementu.

6. Wnioski

1. Największy wpływ na wytrzymałość na ściskanie próbek napowietrzanej zaprawy cementowej zawierającej popiół lotny w ilości 33% masy cementu spośród trzech zbadanych czynników wykazał czas dojrzewania. Przy zmianie tego czynnika z 28 dni do 90 dni wytrzymałość wzrosła o 20%, natomiast przy zmianie czasu dojrzewania z 90 do 180 dni wytrzymałość była większa tylko o 4%.
2. Wykryto, że czas dojrzewania do osiągnięcia maksymalnej wytrzymałości na ściskanie badanych próbek zależy od klasy wytrzymałości zastosowanego cementu. Im wyższa klasa cementu tym krótszy jest czas efektywnego narastania wytrzymałości.
3. Ustalono, że wytrzymałość na ściskanie badanych próbek osiąga maksimum dla $W/C = 0,54$ niezależnie od klasy cementu.

Maksymalną wytrzymałość na ściskanie zbadanych próbek uzyskano na poziomie 54,2 MPa po 149 dniach dojrzewania przy $W/C = 0,54$ wykonanych z cementu klasy 42,5.

Literatura

- Neville A.M. (2000). Właściwości betonu. *Polski Cement Sp. z o.o.*, Kraków.
- Giergiczny Z. (2006). Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych. *Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej*, Kraków.
- Łukowski P. (2003). Domieszki do zapraw i betonów. *Wyd. Polski Cement*, Kraków.
- Bastian S. (1980). Betony konstrukcyjne z popiołem lotnym. *Arkady*, Warszawa.
- Lelusz M., Ezerskiy V. (2010a). Kinetyka narastania wytrzymałości napowietrzonych zapraw cementowych z dodatkiem popiołu lotnego. W: materiałach konferencji *Dni Betonu'2010*, 243-251.
- Lelusz M., Ezerskiy V. (2010b). Ocena wpływu zawartości popiołu lotnego na wytrzymałość zapraw cementowych. *Przegląd budowlany*, 11/2010, 35-38.
- Korzyński M. (2006). Metodyka eksperymentu. Planowanie, realizacja i statystyczne opracowanie wyników eksperymentów technologicznych. *WNT*, Warszawa.

KINETICS OF HYDRATION PROCESS OF CEMENT COMPOSITES WITH FLY ASH ADDITION

Abstract: In the paper the results of laboratory investigation concerning the influence of: the water-cement ratio, the cement class and the time of curing on compressive strength of air-entrained cement mortars is presented. The range of changeability factors was determined: X_1 factor (W/C ratio) – from 0,5 to 0,6; X_2 factor (the cement class) – 32,5, 42,5 and 52,5; X_3 factor (the time of curing) – from 28 to 180 days. On the basis of the results a mathematical model was elaborated $Y = f(X_1, X_2, X_3)$ and the character and the influence grade of each factors were analysed. The factor space was examined for occurrence of extrema. The optimum factor values assuring maximum compressive strength were given. They are for the following factor values: $X_1 = -0,104$; $X_2 = 0$; $X_3 = 0,715$, i.e.: $W/C = 0,54$ from the cement of 42,5 class and after 149 days of curing.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji pracy statutowej S/WBiIS/1/2010 finansowanej ze środków MNiSW w latach 2010-2011

ZAGADNIENIE WYBORU LOKALIZACJI Z WYKORZYSTANIEM METODYK DATA MINING

Marcin GAJZLER*

Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska, ul. Piotrowo 5, 61-138 Poznań

Streszczenie: Zaprezentowano problem wyboru miejsca lokalizacji inwestycji – budynku mieszkalnego. Potencjalne miejsca lokalizacji zostały zawężone do miasta Poznania i najbliższej leżących miejscowości. Z analizą przypadku związane jest przedsiębiorstwo, które dotychczas działając w branży budowlanej – budownictwo przemysłowe, w sytuacji braku zleceń rozważa różne strategie funkcjonowania i rozwoju. Jedną z takich strategii jest rozpoczęcie działalności w sektorze przedsiębiorstw deweloperskich. Na podstawie różnych danych związanych z rynkiem nieruchomości przedsiębiorstwo rozważa między innymi różne lokalizacje chcąc uzyskać możliwie najlepszy wynik w zakresie ceny i okresu sprzedaży planowanej inwestycji. W takiej sytuacji decyzyjnej i w celu opracowania prognozy zaproponowano wykorzystanie metod data mining. W rezultacie sformułowano wnioski co do przydatności tych metod w analizowanym problemie, a także możliwości innych zastosowań.

Słowa kluczowe: zagadnienie lokalizacyjne, data mining, sztuczna inteligencja.

1. Wstęp

Zagadnienie lokalizacyjne w budownictwie jest znanym problemem i na przestrzeni wielu lat w zagadnieniu tym wykorzystywano szeroki wachlarz narzędzi (Warszawski, 1973). W przypadku prostych problemów o ograniczonej liczbie czynników wpływających na wybór lokalizacji można posłużyć się choćby metodami programowania liniowego. Są to najczęściej problemy jednokryterialne, które możemy zaliczyć do grupy problemów optymalizacyjnych. Przykładem takiego zagadnienia może być rozwiązywanie z zastosowaniem algorytmu transportowego problem lokalizacji wytwórni poligonowej mieszanki betonowej. W tym przypadku założymy, że jedynym kryterium jest znany koszt transportu mieszanki betonowej jako pochodna pokonywanych odległości pomiędzy dostawcą i odbiorcą. Oprócz tego znane są zapotrzebowania określonych odbiorców, jak również możliwości produkcyjne samych wytwórni. Wymaga się, aby lokalizacja wytwórni uwzględniała minimalizację kosztów transportu. Tak zdefiniowany problem lokalizacyjny stanowi „podręcznikowe” zadanie, które rozwiązywane jest przy wykorzystaniu wspomnianego algorytmu transportowego (Kukuła, 1993).

Bardziej złożone przypadki związane z zagadnieniem lokalizacyjnym były i są rozwiązywane przy zastosowaniu metod analizy wielokryterialnej (Szwabowski i Deszcz,

2001). Przykładem tego są obecnie bardzo często opracowywane analizy związane z lokalizacją inwestycji o strategicznym znaczeniu lub w znacznym stopniu oddziałujące na otoczenie i środowisko (Małopolskie Biuro Konsultingowo-Marketingowe, 2009). Często wykorzystywaną w takich analizach jest metoda AHP, metody Electre czy Promethee (Dziadosz, 2008; Dziadosz i in., 2010; Skorupka i Duchaczek, 2010).

W zakresie praktycznego zastosowania w budownictwie wymienionych wcześniej metod, zagadnienie lokalizacyjne sprowadzało się najczęściej do dwóch grup problemów. Pierwsza z grup związana była z etapem planowania inwestycji i dotyczyła lokalizacji planowanego obiektu, np. zakłady produkcyjnego, oczyszczalni ścieków czy spalarni śmieci. Obiekty te często charakteryzowała pewna uciążliwość dla otoczenia i środowiska, a ich lokalizacja wynikała z istniejącej, bądź również planowanej infrastruktury. Innym wariantem obiektu często występującym w takiej analizie był budynek mieszkalny wielolokalowy lub obiekt handlowo-usługowy jako obiekty, które w zadanym czasie miały generować przychód właścicielowi. Ich lokalizacja musiała reprezentować pewną szeroko rozumianą „atrakcyjność” tak, aby pokładane szanse w lokalizacji tego typu obiektów pozwoliły uzyskać wymierny rezultat dla inwestora czy właściciela.

Druga grupa problemów, w której wykorzystywano zagadnienie lokalizacyjne dotyczyła etapu realizacji.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: marcin.gajzler@put.poznan.pl

Grupa ta związana była z organizacją przedsięwzięcia najczęściej w zakresie placu budowy. Problemy te analizowano w aspekcie lokalizacji elementów zaplecza budowy czy magazynów centralnych lub wytwórni mieszanki betonowej, z których zaopatrywane były poszczególne budowy (Koźniewski i Orłowski, 2001).

Obecnie zagadnienia lokalizacji w budownictwie dotyczą również problemów szczegółowych, np. dotyczących umiejscowienia elementu w konstrukcji, czy nawet określenia położenia poruszającego się obiektu w czasie (Oxley i Poskitt, 1996; Torrent i Caldas, 2009). Przy czym zagadnienia te nie sprowadzają się do wyboru lokalizacji, gdyż ta jest już przewidziana, lecz dążą do zdefiniowania miejsca lokalizacji i określonego wykorzystania tej informacji. W przypadku pierwszej przykładowej sytuacji zagadnienie tak rozumianej lokalizacji rozwijane jest w ramach systemów BIM, natomiast w przypadku drugiej zagadnienie to występuje w systemach zdalnej kontroli i monitoringu (przykładowo w oparciu o technologie GPS). Nie są to jednak, jak wspomniano, typowe i pierwotne elementy związane z zagadnieniem lokalizacyjnym.

2. Analiza strategii rozwoju przedsiębiorstwa

Analizowany przypadek zagadnienia lokalizacyjnego związany jest z działalnością przedsiębiorstwa budowlanego prowadzącego swoją zasadniczą działalność w zakresie wykonawstwa konstrukcji stalowych oraz montażu lekkiej obudowy w sposób nieprzerwany od 1992 roku. Przedsiębiorstwo to można zakwalifikować do grupy małych przedsiębiorstw. W toku swojej zasadniczej działalności począwszy od 2003 roku, przedsiębiorstwo sukcesywnie rozbudowywało swój park maszynowy i wzbogacało ofertę w zakresie budownictwa. Do ważniejszych inwestycji realizowanych przez przedsiębiorstwo w ostatnich latach można zaliczyć: wytwórnię tektur falistych, zakład produkcji papieru, przetwórnice pasz i wylęgarnia drobiu. W ramach tych inwestycji wykonywane były przeważnie obiekty halowe w technologii stalowo-żelbetowej.

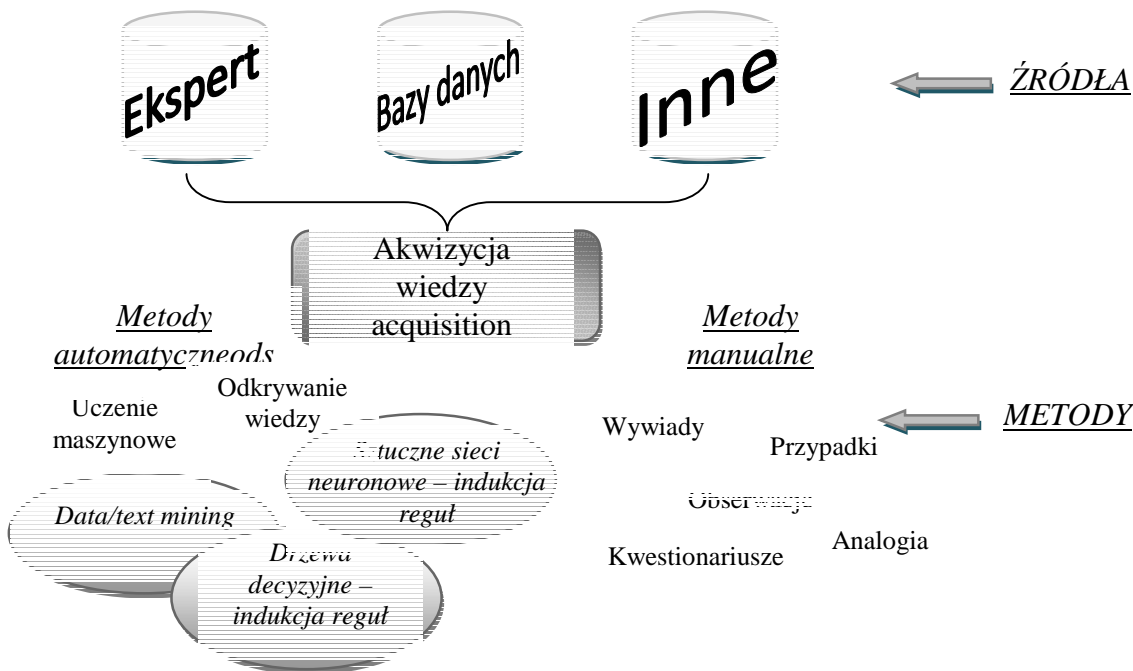
Rok 2008 przyniósł obniżenie całej produkcji przemysłowej, co pociągnęło za sobą obniżenie ilości powstających obiektów budowlanych. Taka sytuacja wymusiła podjęcie pewnych działań mających na celu niwelację pustej przestrzeni w działalności zasadniczej przedsiębiorstwa, a powstałej w wyniku załamania rynku. Ze strony opisywanego przedsiębiorstwa podjęto działania mające na celu opracowanie nowych strategii działalności. Jedną z nich było skierowanie się ku działalności w sektorze budownictwa mieszkaniowego w roli przedsiębiorstwa deweloperskiego, z nastawieniem na wykorzystanie własnych mocy produkcyjnych w stopniu zależnym od sytuacji na rynku. Realizacja takiej strategii wymagała od przedsiębiorstwa przeprowadzenia wielu analiz. Dotyczyły one przede wszystkim sposobu finansowania inwestycji. Rozważano różny udział środków obcych w stosunku do własnych możliwości. Środki obce stanowił kredyt bankowy, a także ewentualne

formy przedśprzedaży lokali mieszkalnych z tym, że pozyskanie tych środków uwarunkowane było szeregiem czynników. Jednym z nich była atrakcyjność nieruchomości w zakresie lokalizacji, standardu budynku, a także ceny sprzedaży. W związku z tym przedsiębiorstwo podjęło się przeprowadzenia analiz w zakresie lokalizacji obiektu, tak aby jego atrakcyjność znalazła odbicie w sprzedaży. Typowe podejście, które w rzeczywistości zastosowano, sprowadzało się do rozważenia możliwości kilku wybranych lokalizacji, dla których znana jest cena zakupu działki budowlanej oraz szereg czynników takich jak: infrastruktura komunikacyjna, handlowa, społeczna, uciążliwości, a których wpływ ma znaczenie na ogólną atrakcyjność sprzedaży. Alternatywne podejście, dzięki któremu możliwym jest poznanie różnego rodzaju powiązań i zależności pomiędzy analizowanymi czynnikami jest reprezentowane przez metodyki data mining.

3. Data mining

Metody data mining są określane w języku polskim jako eksploracja, drążenie danych. Są to stosunkowo młode metody, gdyż pierwsze zastosowania miały miejsce w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia. Odmianą data mining jest metoda text mining, a więc analogiczne podejście zmierzające do eksploracji dokumentów tekstowych (Gajzler 2010). W przypuszczeniach można spodziewać się kolejnych wariantów analizy eksploracyjnej rodzaju foto/picture mining, co by było kolejnym elementem ewolucji data mining. Wszystkie wspomniane metody, w tym również te, o których rozwoju można jedynie przypuszczać, związane i rozpatrywane są w aspekcie pozyskiwania wiedzy. Można je zaliczyć do nowoczesnych i automatycznych metod akwizycji wiedzy (rys. 1). Dysponując wiedzą można wyciągać określone wnioski, natomiast w dalszej perspektywie rozwijać szereg interesujących narzędzi wspomagających działania człowieka. Niewątpliwym przykładem są wszelkiego rodzaju systemy wspomagające podejmowanie decyzji, w których wiedza oraz dane stanowią podstawy zasobów takiego systemu, natomiast proces akwizycji wiedzy stanowi często wąskie gardło budowy wspomnianych systemów.

Opisywana metodyka data mining zaliczana jest do grupy metod eksploracyjnej analizy danych, przy czym celem poszukiwań w tej metodzie nie są dane lecz wiedza. Dane zwykło się interpretować jako „surowiec” informacyjny, natomiast wiedzę jako zbiór posiadanych i powiązanych ze sobą informacji. Wynika z tego proste rozumienie idei data mining – od danych poprzez ich eksplorację do wiedzy. Definicji data mining jest wiele. Większość z nich oscyluje wokół definicji brzmiącej następująco – „data mining to proces badania i analizy danych metodami automatycznymi lub półautomatycznymi w celu odkrycia znaczących reguł i wzorców” (Berry i Linoff, 1997). W nurcie data mining można zauważyć występowanie i przenikanie się trzech dziedzin: baz danych, metod statystycznych i uczenia



Rys. 1. Metody akwizycji wiedzy (opr. własne)

maszynowego. Idea data mining polega więc na stosowaniu w dużym stopniu zautomatyzowanych i inteligentnych metod, które pozwalają na relatywnie szybkie odkrycia wiedzy. Literatura nie podaje dokładnej i sprecyzowanej klasyfikacji metod data mining. Wśród tych metod znajdują się jednak metody dobrze znane, które stosowane są niezależnie i jako takie nie są typowo utożsamiane z data mining. Spośród nich można wymienić: sztuczne sieci neuronowe, drzewa decyzyjne, algorytmy genetyczne, systemy regułowe, zbiory przybliżone, funkcje dyskryminacyjne czy metody klasteryzacyjne. Metody te stosowane są w różnych problemach. Zestawienie przykładowych metod w powiązaniu z klasami problemów występujących i analizowanych w data mining przedstawiono w tablicy 1 (Tadeusiewicz, 2006).

Na czym więc polega odmienność i sedno techniki data mining? Jest to przede wszystkim opisywane podejście, w którym nawet z przypadkowych czy „wyeksploatowanych” danych udaje się pozyskać „nową” wiedzę np. w postaci wykrycia zależności czy pewnych anomalii. Podstawową różnicą pomiędzy podejściem klasycznym (statystycznym), a metodyką data mining jest to, że w pierwszym przypadku dokonujemy najczęściej weryfikacji pewnych modeli opartych na wiedzy teoretycznej, natomiast w data mining często pozbawieni jesteśmy wiedzy teoretycznej o zjawisku i w związku z tym dokonujemy intuicyjnej eksploracji licząc na nowe odkrycie. Podejście data mining jest podejściem usystematyzowanym metodycznie i można je opisać następująco:

- utworzenie/pozyskanie zbioru danych,
- wstępna analiza i przetworzenie danych,
- wykonanie właściwych obliczeń,
- weryfikacja poprawności uzyskanych wyników,

- interpretacja wyników i wykorzystanie ich w procesie decyzyjnym.

Tab. 1. Przegląd podstawowych problemów i odpowiadających metod w data mining (Tadeusiewicz 2006)

Rodzaj problemu	Właściwe metody
Klasyfikacja wzorcowa	- perceptronowe sztuczne sieci neuronowe - drzewa decyzyjne - systemy regułowe - zbiory przybliżone - funkcje dyskryminacyjne
Klasyfikacja bezwzorcowa	- samouczące się sztuczne sieci neuronowe - algorytmy genetyczne - metody taksonomiczne - metody graficzne
Szeregi czasowe	- perceptronowe oraz radialne sztuczne sieci neuronowe - metody analizy sygnałów - metody badania sekwencji
Opis zależności w zjawisku	- perceptronowe oraz radialne sztuczne sieci neuronowe - statystyczne metody pomiaru zależności - metody analizy współwystępowania - zbiory przybliżone
Problemy wyboru	- algorytmy genetyczne - zbiory przybliżone - rekurencyjne sztuczne sieci neuronowe

Na każdym z tych etapów dysponujemy odpowiednimi metodami i narzędziami, które wspomagają naszą analizę i pomagają wyciągnąć wnioski. Sam proces pod względem technicznym realizowany jest przez wyspecjalizowane środowiska komputerowe. Te najbardziej znane to Statistica Data Miner oraz Oracle Data Miner.

4. Analiza przypadku

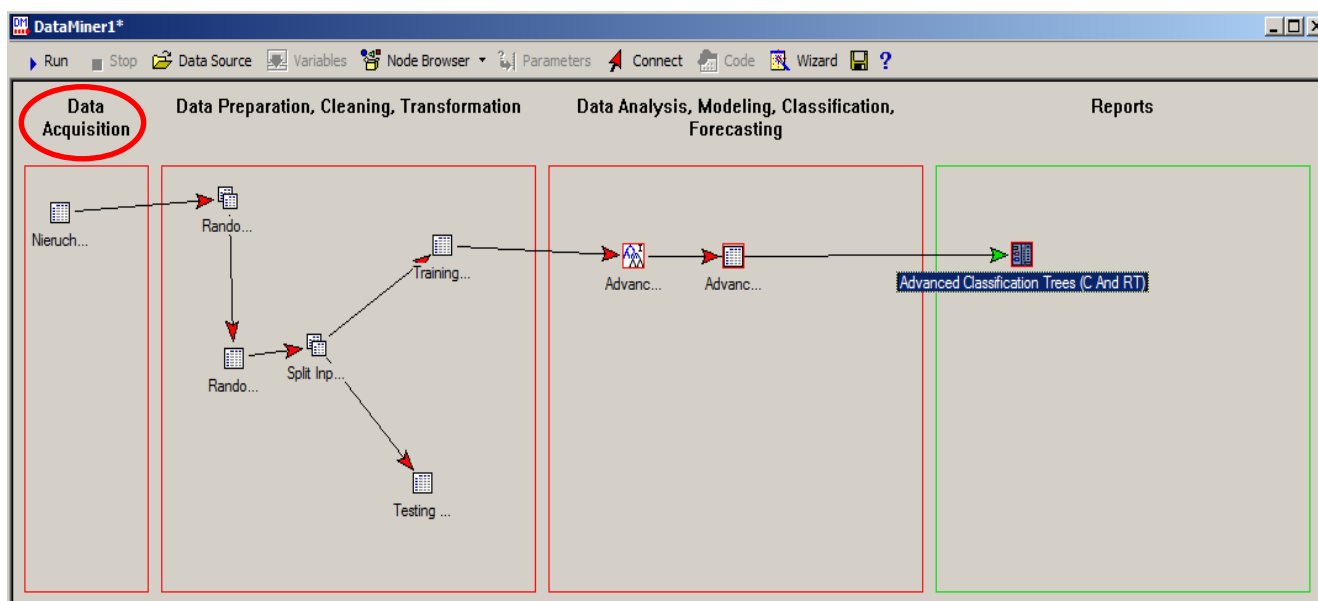
Analizowany tutaj problem lokalizacji inwestycji został rozwiązany w rzeczywistości w oparciu o analizę wielokryterialną. Przyjęto podejście polegające na rozważaniu kilku dostępnych lokalizacji (z punktu widzenia samej możliwości pozyskania działki budowlanej) z uwzględnieniem ceny działki, warunków budowy inwestycji, a także samej technologii wykonania i standardu wykończenia budynku. W rezultacie porównywano ze sobą 12 wariantów, z których wyłoniono jeden jako propozycję lokalizacji inwestycji, a także technologii wykonania i standardu wykończenia budynku. Należy przyznać, że metoda ta okazała się skuteczna i z punktu widzenia przedsiębiorstwa przyniosła określone rozwiązanie.

Z drugiej strony warto spojrzeć na inne możliwości prowadzenia takich analiz. Proponowana metodyka data mining (rys. 2) pozwala przecież z często przypadkowych danych uzyskać wiedzę, która może służyć w rozwiązywaniu problemów decyzyjnych. Dysponując podstawowymi informacjami o rynku nieruchomości w Poznaniu dokonano próby pozyskania wiedzy na ten temat i wykorzystania jej w problemie lokalizacji inwestycji budowlanej. W analizie zagadnienia wykorzystano pakiet oprogramowania Statistica Data Miner firmy Statsoft. Pakiet ten zawiera szereg narzędzi skupiających się wokół metodyk data mining, a także bardzo szeroki wachlarz narzędzi obróbki statystycznej.

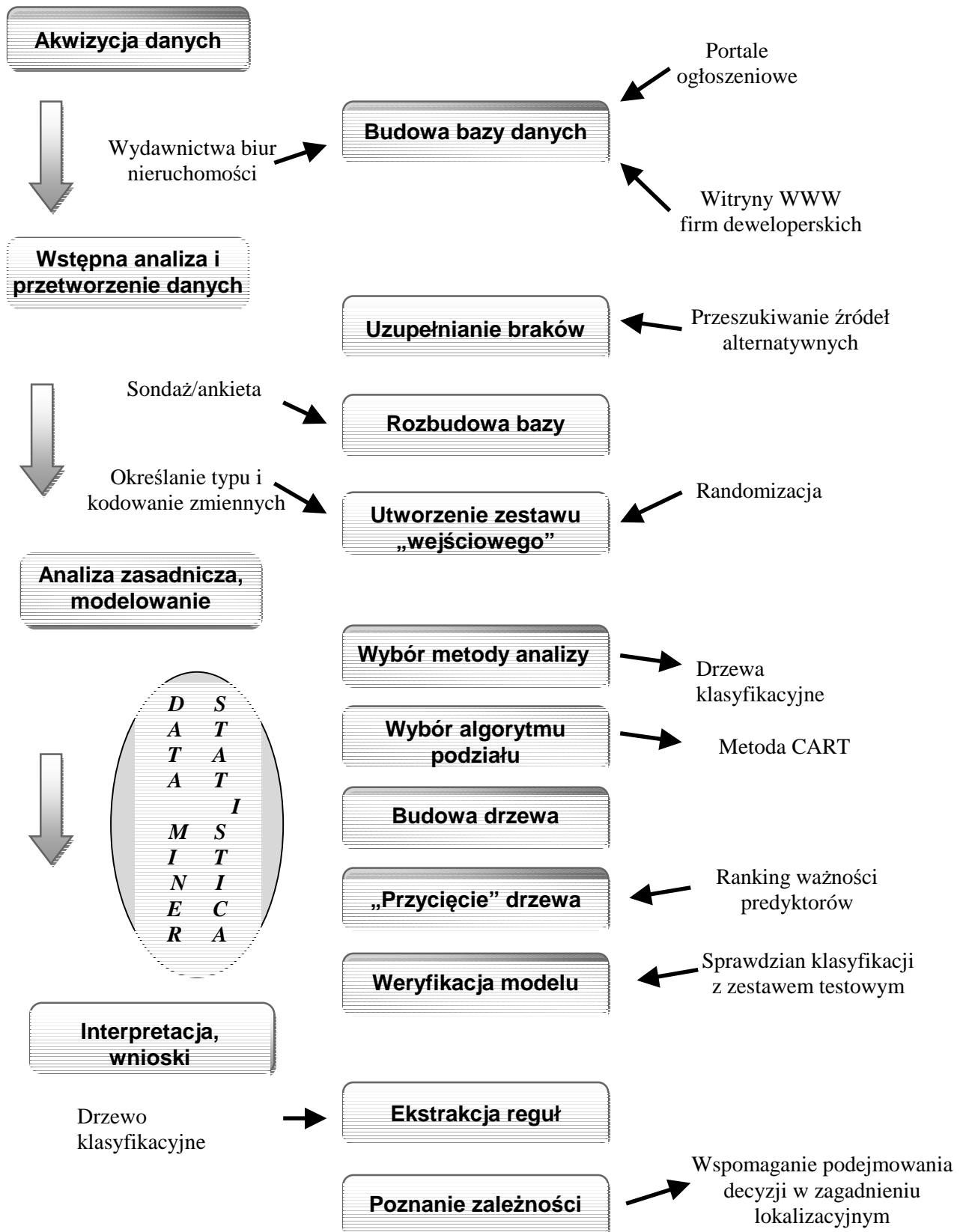
Jak wskazano w punkcie 3 metoda data mining polega na usystematyzowanym podejściu. Pierwszy z tych etapów dotyczy pozyskania danych. Pozyskiwanie danych rozpoczęto od przeszukiwania dostępnych baz danych ofert nieruchomości lokalowych na rynku pierwotnym. W tym celu wykorzystano zasoby internetowych portali ogłoszeniowych, witryny internetowe firm deweloperskich, a także wydawnictwa papierowe biur obrotu nieruchomościami. Wskazane źródła zawierały oferty sprzedaży nieruchomości lokalowych na terenie miasta Poznania oraz gmin ościennych. Przy tym ilość parametrów opisująca daną ofertę była różna. Na potrzeby analizy przyjęto zestaw parametrów opisujący daną nieruchomość w postaci najczęściej występujących. Były to:

- *położenie inwestycji* (dzielnica), gdzie przyjęto następujące kody: G – Grunwald, J – Jeżyce, N – Nowe Miasto, S – Stare Miasto, W – Wilda, P – tereny podmiejskie,
- *rodzaj zabudowy* zakodowany: W – wielorodzinna, S – szeregowa, J – jednorodzinna,
- *technologia budowy*: T – tradycyjna, M – monolityczna, S – szkieletowa,
- *odległość od linii komunikacji miejskiej* (tramwajowej lub autobusowej) wyrażona w metrach,
- *odległość od elementów infrastruktury społecznej* (zdrowie, oświata, rekreacja) wyrażona w metrach,
- *odległość od średnich lub dużych centrów handlowych* wyrażona w metrach,
- *wielkość lokalu* wyrażona w metrach kwadratowych powierzchni użytkowej,
- *liczba pomieszczeń*,
- *cena ofertowa brutto* za metr kwadratowy powierzchni użytkowej.

Zebranie danych w formie bazy jest realizacją pierwszego etapu metodyki data mining odpowiadającemu akwizycji danych (rys. 3).



Rys. 3. Widok podstawowych etapów procesu data mining w Statistica Data Miner



Rys. 2. Algorytm procesu Data Mining dla analizowanego problemu

Drugim etapem jest wstępna analiza i przetworzenie danych. W tym zakresie działania ukierunkowane są na sprawdzenie kompletności zbioru danych, a więc w miarę możliwości należy uzupełnić braki w zestawie danych. W tym celu możliwe są następujące podejścia: przeszukanie źródeł alternatywnych, szacowanie brakujących informacji, usunięcie przypadku zawierającego braki (niestety powoduje to zubożenie próbki, którą dysponujemy w analizie), usunięcie zmiennej odpowiadającej brakującym wartościom (podobnie jak wcześniej automatycznie zubażamy analizę oraz przyszły model). W analizowanym przypadku wszelkie braki występujące w bazie danych zostały uzupełnione przez indywidualne oszacowanie brakujących danych. Braki najczęściej związane były z umiejscowieniem nieruchomości względem komunikacji, infrastruktury społecznej oraz centrów handlowych. W oparciu o znajomość lokalizacji nieruchomości szacowano te odległości wykorzystując ogólnodostępne plany miejskie. Proces ten został zrealizowany jednocześnie z niewielką rozbudową bazy danych. Do stworzonej na podstawie opisanej wyżej akwizycji danych bazy wprowadzono zależną „atrakcyjność”. Jest ona wynikiem określenia przez zainteresowane gremium ogólnie pojętej atrakcyjności i potencjalnego zainteresowania ofertą. Zależna została skwantyfikowana na trzy poziomy: *wysoka* (H), *średnia* (M), *niska* (L). W celu przypisania zmiennej do konkretnego przypadku posłużono się badaniem ankietowym, gdzie zainteresowani przypisywali wybrany poziom atrakcyjności. Wyniki badania uśredniano przypisując wcześniej określonymu poziomowi atrakcyjności współczynniki liczbowe. Łatwo się domyśleć, że zależna atrakcyjność jest pochodną wszystkich czynników, a nie tylko tych uwzględniających czynniki bezpośrednio związane z lokalizacją. Pomimo takiej świadomości w dalszym ciągu będziemy zmierzać do wyciągnięcia wniosków dotyczących właśnie atrakcyjności samej lokalizacji.

Kolejny aspekt związany z etapem przygotowania i przetworzenia danych dotyczy wartości nietypowych. O ile jest nam znany przedział wartości oraz ogólny trend wskazujący na ich zachowanie się – problem nietypowych danych może być łatwo i szybko wychwycony. Jednak duża część przypadków, co do których nie posiadamy wiedzy w zakresie dopuszczalnych wartości, nie daje nam takiej możliwości. Inny aspekt to przyjmowanie przez zmienne nietypowych wartości, co związane jest z rzeczywistą obserwacją zjawiska i zachodzącymi tam zdarzeniami, często o charakterze anomalii. W tym przypadku pewnego rodzaju „standaryzacja” byłaby zjawiskiem niekorzystnym, gdyż zachodząca anomalia nie zostałaby rozpoznana. W przypadku problemu lokalizacyjnego występowały przypadki „pseudo” anomalii, a związane były z dużą zmiennością cen nieruchomości i tym samym różną atrakcyjnością w ramach jednej i tej samej dzielnicy. Aby pozbyć się tego zjawiska nietypowości należałoby rozszerzyć liczbę wartości przyjmowanych przez zmienną „dzielnica”. Z racji tego, że zmienna „dzielnica” była zmienną skategoryzowaną, a wartości opisujące ją miały postać opisową zaniechano dalszego rozszerzania przedziału wartości. Powstały problem rozwiązały się w przypadku, gdyby zmienna „dzielnica” była zmienną ciągłą i opisywana była wartościami ilościowymi, np. przy wykorzystaniu koordynatów GPS, co by pozwoliło na precyzyjne wskazanie nieruchomości i dokładniej odzwierciedliłoby prawidłowości związane z ceną i atrakcyjnością obecnie rozmywające się w ramach jednej dzielnicy.

Rezultatem działań zawartych w etapie przygotowania i przetworzenia danych jest baza danych, która będzie następnie podstawą zasadniczej analizy data mining. Baza danych została zdefiniowana w środowisku Statistica Data Miner jako arkusz danych interpretowany dalej jako zbiór zmiennych wejściowych i odpowiadająca zmienna zależna (rys. 4). Część z danych ma charakter zmiennych ciągłych, natomiast pozostała część to zmienne

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Dzielnica	Zabudowa	Technologia	Komunikacja	Infrastruktura społeczna	Handel/ usługi	Wielkość lokalu	Ilość pomieszczeń	Cena za metr	Atrakcyjność
1	J	W	T		600	1200	2500	28,6	1	6500 H
2	J	W	T		600	1200	2500	42,5	3	6390 H
3	G	W	T		350	800	1100	36,3	2	6711 M
4	G	W	T		1100	2000	1100	84,3	4	5798 M
5	G	W	T		1100	2000	1100	68,2	3	6100 M
6	S	W	Ż		450	1000	1300	95,1	4	5153 H
7	N	W	T		300	650	2600	56,4	3	5654 H
8	N	W	Ż		350	1400	3500	82,6	4	6740 M
9	N	W	Ż		350	1400	3500	119	5	6230 M
10	S	W	T		400	550	1200	39,6	3	6950 H
11	S	W	T		400	550	1200	47,1	3	6160 H
12	S	W	T		900	650	2000	37,8	2	6800 H
13	S	W	T		900	650	2000	67,4	4	5950 H
14	J	W	Ż		2300	1900	3500	38,5	2	6300 M
15	P	S	T		4100	6300	5600	112,8	5	4950 L
16	G	W	Ż		2600	2800	3200	64,5	4	5479 M
17	P	W	T		3100	4500	4000	56,4	3	4120 M
18	P	W	T		3100	4500	4000	71,8	5	4030 M
19	P	J	T		4900	5600	5000	128,6	5	3850 L

Rys. 4. Fragment bazy danych wraz z oceną atrakcyjności nieruchomości jako arkusz danych w Statistica Data Miner

skategoryzowane. Wspomniana już wprowadzona zależna atrakcyjność, ma również postać zmiennej skategoryzowanej o trzech klasach.

Zasadniczą analizę data mining przeprowadzono w środowisku Statistica Data Miner. Daje ono wiele możliwości zarówno w zakresie etapu przygotowania i wstępnej obróbki danych, a także wyboru samych metod analiz. W analizie lokalizacji inwestycji wykorzystano drzewa klasyfikacyjne. Są one stosunkowo dobrą i prostą wizualizacją zależności występujących pomiędzy zmienną zależną a predyktorami. Dodatkowo na podstawie struktury drzewa, korzenia, gałęzi i liści można w łatwy sposób generować reguły, które dalej można wykorzystać w budowie systemów regułowych na potrzeby wspomagania podejmowania decyzji. Ta możliwość wydaje się szczególnie cenna w związku z budową systemów ekspertowych, które podlegając różnym ewolucjom stanowiąc mogą wartościowe narzędzie w podejmowaniu decyzji.

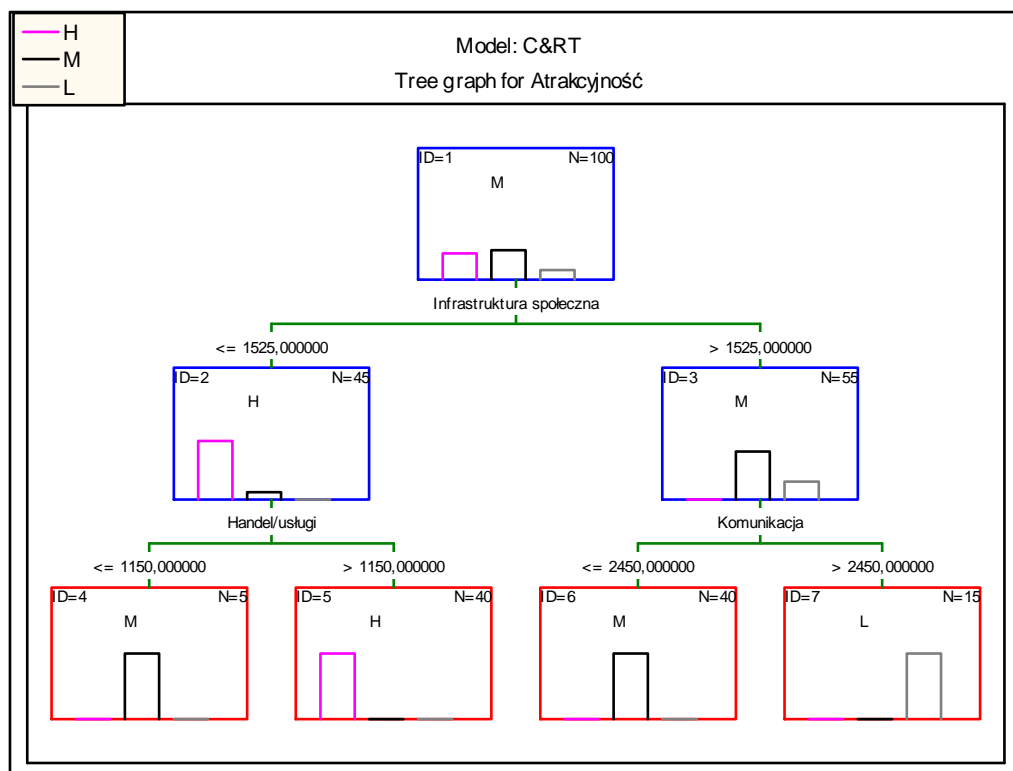
Wykorzystując drzewa klasyfikacyjne środowisko Data Miner daje do dyspozycji kilka algorytmów podziału drzew. Dwa podstawowe to CHAID (Chi-squared Automatic Interaction Detector) oraz CART (Classification and Regression Trees). Właściwości i różnice każdej z tych metod opisane są w dostępnych podręcznikach statystyki (Statsoft, 2006). We właściwej analizie wykorzystano drzewa klasyfikacyjne typu CART wykorzystując przy tym moduł drzew interakcyjnych, w których użytkownik Statistica Data Miner może w sposób manualny sterować budową drzewa. W budowie tego drzewa nie musimy uwzględniać wszystkich predyktorów, gdyż część z nich nie ma związku z lokalizacją. Otrzymamy wówczas już „przycięte” drzewo, które nie będzie charakteryzowało się nadmiernym, i z naszego punktu widzenia, niepotrzebnym rozrostem. Środowisko Data Miner w module drzew

interakcyjnych pozwala również zbudować drzewo w sposób zautomatyzowany, natomiast chcąc uwzględnić tylko wybrane zmienne można posłużyć się metodą manualną i po kolei definiować zmienne i nadzorować podziały. Chcąc możliwie uprościć drzewo i uwzględnić jedynie wybrane zmienne posłużono się statystyką predyktorów określającą ich istotność dla badanej zależnej (rys. 5). Statystyka ta jest tworzona w środowisku Data Miner w sposób automatyczny i udostępniana użytkownikowi w postaci listy rankingowej zmiennych wejściowych, gdzie każdemu predyktorowi przypisywany jest współczynnik ważności z przedziału $<0, 1>$.

W analizowanym przypadku, ze wspomnianej statystyki wynika, że dla analizowanej próby najsilniej ze względu na „atrakcyjność” różnicują właśnie zmienne związane z lokalizacją, czyli w kolejności: odległość od infrastruktury społecznej, dzielnica (przy czym należy mieć świadomość o niejednoznaczności tej zmiennej), odległość od linii komunikacyjnych oraz centrów handlowych. W praktyce przy budowie drzewa z dostępnych predyktorów uwzględniono właśnie te związane bezpośrednio z lokalizacją, a więc nie uwzględniono takich zmiennych jak rodzaj zabudowy i technologia, wielkość lokalu, ilość pomieszczeń oraz cena. Oprócz wymienionych zdecydowano się nie uwzględniać również zmiennej „dzielnica” ze względu na komentowane wcześniej niejednoznaczności. Powstające drzewo będzie na pewno przez to uboższe, ale jednocześnie pozbawione będzie zbędnych (nie dotyczących problemu lokalizacji) i zafałszowanych (niejednoznacznych – dzielnica) gałęzi. W rezultacie otrzymano drzewo, z analizy którego można wyciągnąć wnioski dotyczące lokalizacji inwestycji i jej przypuszczalnej atrakcyjności dla zainteresowanych (rys. 6).

Predictor Information for Node 1 (Nieruchomości)					
The order of predictors according to Statistic/df					
Model: C&RT					
	Split type	Improvement Statistic			
Infrastruktura społeczna	Automatic	0,307929			
Dzielnica	Automatic	0,235833			
Komunikacja	Automatic	0,196818			
Handel/usługi	Automatic	0,196818			
Zabudowa	Automatic	0,191471			
Wielkość lokalu	Automatic	0,140000			
Cena za metr	Automatic	0,121667			
Ilość pomieszczeń	Automatic	0,121667			
Technologia	Automatic	0,061667			

Rys. 5. Ranking istotności predyktorów dla zależnej „Atrakcyjność”



Rys. 6. Widok „przyciętego” drzewa klasyfikacyjnego dla zmiennej „atrakcyjność”

Tak powstałe drzewo może służyć ekstrakcji reguł w oparciu o które można wnioskować o atrakcyjności planowanej lokalizacji. Przykładem takich zależności mogą być reguły:

- jeżeli lokalizacja inwestycji znajduje się w odległości mniejszej równej 1525 m od elementów infrastruktury społecznej oraz w odległości większej niż 1150 m od centrum handlowego to atrakcyjność takiej lokalizacji jest *wysoka*;
- jeżeli lokalizacja inwestycji znajduje się w odległości większej niż 1525 m od elementów infrastruktury społecznej oraz w odległości mniejszej równej 2450 m od linii komunikacyjnej to atrakcyjność takiej lokalizacji jest *średnia*;
- jeżeli lokalizacja inwestycji znajduje się w odległości mniejszej równej 1525 m od elementów infrastruktury społecznej oraz w odległości mniejszej równej 1150 m od centrum handlowego to atrakcyjność takiej lokalizacji jest *średnia*.

Na podstawie takich reguł można uogólnić, że atrakcyjna lokalizacja powinna znajdować się w bliskiej okolicy elementów infrastruktury społecznej, niedalekiej odległości od linii komunikacyjnej oraz powinna być oddalona od średnich i dużych centrów handlowych.

Nie mniej ciekawe wnioski można by wyciągnąć w zakresie czynników wpływających na cenę metra kwadratowego powierzchni użytkowej lokalu mieszkalnego. W takiej sytuacji w roli zmiennej zależnej należy uwzględnić cenę metra kwadratowego, natomiast pozostałe zmienne traktować jako predyktory. Dzięki temu możemy zbadać w jaki sposób predyktory związane z lokalizacją (dzielnica, odległości od linii komunikacji,

infrastruktury społecznej i handlowej) oddziałują na cenę. Również poza pozyskaniem takiej wiedzy istnieje i sam aspekt techniczny związany z wykorzystaniem innych narzędzi analizy, np. sieci neuronowych czy regresji wielorakiej. Interesujące mogą się okazać „predyspozycje” określonych narzędzi do wykorzystania w określonym problemie.

5. Wnioski

Podsumowując należy wskazać, że w zakresie rozwiązywania problemu lokalizacji inwestycji przedstawiona metodyka może stanowić pewną alternatywę dla klasycznych metod, np. analizy wielokryterialnej. W analizowanym przypadku uzyskano wiedzę przybliżającą decydenta do wypracowania decyzji związanej z lokalizacją, która zapewni „atrakcyjność” planowanej inwestycji. Wnioski wypływające z analizy zagadnienia warto skonfrontować z innymi opracowaniami uwzględniającymi aspekt lokalizacji inwestycji realizowanych przez przedsiębiorstwa deweloperskie (Zima, 2007). Pamiętać należy przy tym, że każdy regionalny rynek nieruchomości ma swoją własną specyfikę, która może się przyczynić do istotnych różnic w formułowaniu stwierdzeń dotyczących lokalizacji.

Jednocześnie łatwo zauważyć w tym konkretnym zagadnieniu pewną ułomność proponowanej metody i przewagę „klasycznego” podejścia. Znacznie wygodniej analizować konkretne i przede wszystkim dostępne dla inwestora lokalizacje, z pełną znajomością ich

uwarunkowań – posługując się np. metodami analizy wielokryterialnej, niż prowadzić analizy ogólne. Te są natomiast przydatne przede wszystkim na etapie określania kryteriów wyboru oraz ich ważności. Do czego wobec tego mogą być przydatne analizy data mining? Odpowiedź wydaje się prosta – służą przede wszystkim poznawaniu nowych zależności, odkrywaniu powiązań, o których być może nie mieliśmy świadomości istnienia i związku. Biorąc pod uwagę fakt, że w zagadnieniach budownictwa w etapach planowania przedsięwzięcia oraz monitoringu realizacji występuje duża liczba danych – metody data mining mogą stanowić użyteczne narzędzie w zdobywaniu wiedzy.

Literatura

- Berry M., Linoff G. (1997). Data mining techniques for marketing, sales and customer support. Wiley, New York.
- Dziadosz A. (2008). Ocena i selekcja inwestycji budowlanych z wykorzystaniem analitycznego procesu hierarchicznego. *Czasopismo Techniczne*, 1-B/2008, 41-52.
- Dziadosz A., Gajzler M., Szymański P. (2010). Problemy wyboru metody wspomagającej podejmowanie decyzji w budownictwie. *Czasopismo Techniczne*, 1-B/2010, 71-84.
- Gajzler M. (2010). Text and data mining techniques in aspect of knowledge acquisition for decision support system in construction industry. Technological and Economic Development of Economy. Vilnius: *Technika*, Vol. 16, No. 2, 219-232.
- Koźniewski E., Orłowski Z. (2001). Czynniki wpływające na lokalizację wytwórni mieszanki betonowej. *Inżynieria i Budownictwo*, 8/2001, 462-464.
- Kukuła K. (red.) (1993). Badania operacyjne w przykładach i zadaniach. PWN, Warszawa.
- Małopolskie Biuro Konsultingowo-Projektowe – ochrona środowiska s.c. (2009). Analiza wyboru lokalizacji Instalacji Termicznego Przekształcania Odpadów Komunalnych dla miasta Poznania wraz ze wstępną analizą wielokryterialną – opracowanie. WEB: <http://www.poznan.pl/mim/public/wos/attachments.html?co=show&instance=1039&parent=33042&lang=pl&id=69291>.
- Oxley R., Poskitt J. (1996). Management Techniques Applied to the Construction Industry. Wiley, Blackwell.
- Skorupka D., Duchaczek A. (2010). Zastosowanie metody AHP w optymalizacji procesów decyzyjnych związanych z realizacją przedsięwzięć logistycznych. *Zeszyty Naukowe WSOWL*, Rocznik XLII, No. 3, 54-62, Wrocław.
- StatSoft (2006). Elektroniczny Podręcznik Statystyki PL, Kraków, WEB: <http://www.statsoft.pl/textbook/stathome.html>.
- Szwabowski J., Deszcz J. (2001). Metody wielokryterialnej analizy porównawczej – podstawy teoretyczne i przykłady zastosowań w budownictwie. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Tadeusiewicz R. (2006). Data mining jako szansa na relatywnie tanie dokonywanie odkryć naukowych przez przekopywanie pozornie całkowicie wyeksploatowanych danych empirycznych. W: *Materiały Seminarium „Zastosowania statystyki i data mining w badaniach naukowych”*, Statsoft Polska, Kraków.
- Torrent D.G., Caldas C.H. (2009). Methodology for Automating the Identification and Localization of Construction Components on Industrial Projects. *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 23, 3-13.
- Warszawski A. (1973). Multi-Dimensional Location Problems. *Operational Research Quarterly*, Vol. 24, No. 2, 165-179.
- Zima K. (2007). Analiza deweloperskich przedsięwzięć budowlanych z zastosowaniem logiki rozmytej. Praca doktorska. *Politechnika Krakowska*, Kraków.

THE ISSUE OF CHOOSING LOCATION WITH THE USE OF DATA MINING TECHNIQUES

Abstract: The paper presents the issue of choosing the location of the investment – a residential building. The potential locations were reduced to the city of Poznan and towns situated nearby. The case study is connected with an enterprise which was operating in the field of building trade – industrial building, and as a result of the lack of works – is forced to consider different operation and development strategies. One of these strategies is to start the activity in the development sector. Based on various data related to real estate market, the enterprise considers different locations wishing to achieve the best result when it comes to price and sales period of the planned investment. In such a decision situation and in order to develop a forecast the use of data mining techniques was suggested. It led to conclusions concerning the usefulness of these techniques in the analysed problem and also possibilities of other applications.

WPLYW DOMIESZEK ZWIĘKSZAJĄCYCH LEPKOŚĆ NA SKURCZ WCZESNY ZAPRAW

Jacek GOŁASZEWSKI, Grzegorz CYGAN*

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 2A, 44-100 Gliwice

Streszczenie: W pracy określono wielkość skurczu wczesnego zapraw cementowych zawierających domieszki zwiększające lepkość. Oznaczono wpływ domieszek zwiększających lepkość na wytrzymałość na ścislenie zapraw i na zawartość powietrza w zaprawach. Skurcz plastyczny zapraw został określony za pomocą urządzenia TLS (*thin layer system*) opierającego się na laserowym pomiarze przemieszczeń zwierciadeł umieszczonych na powierzchni badanej zaprawy. Stwierdzono wpływ domieszek zwiększających lepkość na wytrzymałość na ścislenie. Zastosowane domieszki zwiększające lepkość zmniejszają wielkość skurczu.

Słowa kluczowe: zaprawa cementowa, domieszki zwiększające lepkość, skurcz.

1. Wprowadzenie

Skurcz materiałów kompozytowych w których matrycą jest zaczyn cementowy jest związany z kilkoma procesami, które mogą synergistycznie na siebie oddziaływać. Mechanizm skurczu zaczynu cementowego zachowuje słusność w przypadku zapraw bądź betonów, ziarna kruszywa wprowadzają więzy, które go mogą jedynie ograniczyć. Od momentu zmieszania składników zaczynu cementowego następuje skurcz autogeniczny, związany z tym, że objętość składników zaczynu jest mniejsza niż objętość produktów reakcji hydratacji. Skurcz chemiczny przebiega mniej więcej do momentu zakończenia wiązania cementu. Postępująca reakcja hydratacji powoduje zjawisko samoosuszania, roztwór wypełniający pory kapilarne, jest „zużywany” przez trwającą reakcję powodując powstawanie naprężeń rozciągających, a w rezultacie skurcz. Zjawiska kapilarne są odpowiedzialne również za skurcz przy wysychaniu, który jest nierozzerwalnie związany z naturą kompozytów o matrycy cementowej. Część skurczu przy wysychaniu może ulec cofnięciu drogą ponownej resorpcji wody. Domieszki zwiększające lepkość, na bazie polimerów naturalnych bądź syntetycznych, są stosowane w technologii mieszanek na spoiwach cementowych, w celu zapewnienia odpowiedniej stabilności mieszanek czy dla zapewnienia odpowiedniej retencji wody. Zdolność domieszek VMA (*Viscosity modifying agents*) do utrzymywania wody w objętości zaprawy czy betonu, w świetle mechanizmów rządzących skurczem powinny

go zmniejszać. W pracy zbadano wpływ domieszek VMA na wielkość skurczu wczesnego mierzonego w czasie 24 h od momentu dodania wody do suchych składników zapraw cementowych. Za pomocą laserowego miernika przemieszczeń określono skurcz zapraw w temperaturze 20 °C i wilgotności względnej powietrza 60 %.

2. Metodyka badań

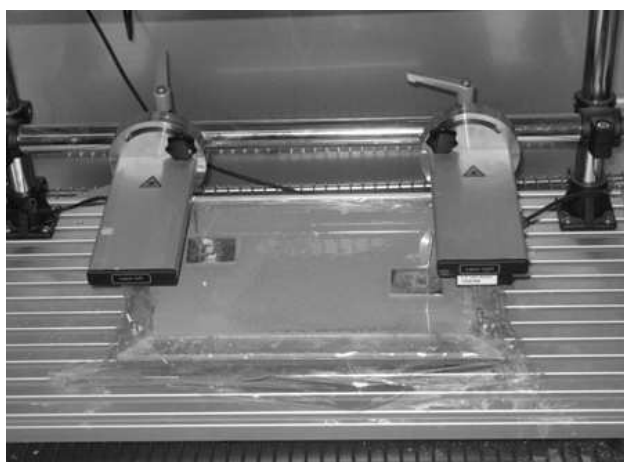
W pracy badano skurcz zapraw uformowanych w postaci płyt o wymiarach 300×200×5mm. Zmiany odległości mierzone były w 10 minucie od chwili dodania wody do suchych składników zapraw. Skurcz mierzono za pomocą systemu Thin Layer Shrinkage System, którego producentem jest firma Schleibinger Geräte. Idea pomiaru oparta jest na laserowym pomiarze odległości pomiędzy laserowymi dalmierzami a umieszczonymi na powierzchni zaprawy ekranami odbijającymi promień światła. Badanie skurczu odbywało się w komorze klimatycznej zapewniającej założone warunki ciepłotwilgotnościowe. Z uwagi na to, że posłużono się nieznormalizowanymi metodami badawczymi wymagają one szerszego omówienia. Przygotowaną zaprawę (zgodnie z procedurą zawartą w PN-EN 196-1:2006) umieszczano w formie widocznej na rysunku 1.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: grzegorz.cygan@polsl.pl



Rys. 1. Przygotowanie próbki zaprawy do badania skurczu

Forma była wyłożona cienką folią polietylenową, która była wyłożona na krawędzi. Ma to na celu wyeliminowanie sił adhezji pomiędzy zaprawą a formą mogących wpływać na wynik pomiaru. Powierzchnię zaprawy wyrównywano następnie metalowym liniałem. Tak przygotowaną próbkę umieszczano w komorze klimatycznej. Na powierzchni zaprawy w odległości 10 mm od krawędzi, umieszczano ekrany odbijające promień lasera, wykonane ze stali nierdzewnej (rys. 2). Po czym rozpoczynano procedurę badawczą, obejmującą pomiar zmian liniowych zapraw i warunków ciepłotwilgotnościowych panujących w komorze klimatycznej.



Rys. 2. Zaprawa umieszczona na stanowisku pomiarowym, widoczne ekrany odbijające wiązkę światła laserowego

2.1. Skład i właściwości zapraw

Zaprawy wykonano z użyciem piasku normowego i cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R, skład zapraw przedstawiono w tabeli 1. Jako domieszki VMA użyto metylcelulozy oraz roztworu polimeru o wysokiej masie cząsteczkowej, których właściwości przedstawia tabela 2. Pożądaną konsystencję zapraw (konsystencja określona według PN-EN 1015-3 19 cm) uzyskiwano dodając superplastyfikatora o bazie polikarboksyłowej. Ilość domieszki upłynniającej była zmieniana z uwagi na pogorszoną urabialność zapraw spowodowaną obecnością domieszek VMA.

Blisko dwukrotny spadek 28 dniowej wytrzymałości na ściskanie zaprawy M1 w porównaniu do zaprawy M0 (tab. 3) należy wiązać z jej znacznym napowietrzeniem (15 % wobec 6,0%). Znaczne wydłużenie czasu wiązania zaprawy M1 może być związane ze znaczną zawartością powietrza w zaprawie. Powietrze uwiecznione w strukturze zaprawy umieszczonej w pierścieniu Vicata, znacznie ją osłabiało. Zaprawa, w której proces wiązania cementu się rozpoczął mogła być zbyt słaba aby przenieść obciążenie igłą aparatu Vicata.

Tab. 1. Skład zapraw

Składnik	Zaprawa		
	M0	M1	M2
CEM I 42,5 R		450 g	
Woda		202,5 g	
Piasek normowy		1350 g	
Superplastyfikator	2,25 g	4,5 g	4,0 g
VMA 1	-	0,120 g	
VMA 2			4,50 g

Tab. 3. Właściwości zapraw

Właściwość	Zaprawa		
	M0	M1	M2
Konsystencja [cm]	19	18,5	18,0
Zawartość powietrza [%]	6,0	15,0	4,5
Początek wiązania [h]	5,25	9,0	5,50
Koniec wiązania [h]	7,50	11,0	8,0
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	66,0	36,1	67,5

Tab. 2. Właściwości zastosowanych domieszek zwiększających lepkość

Ozn.	Baza	Gęstość [g/cm ³]	Lepkość [cPs]	Odczyn pH	Postać
VMA1	hydroksypropylometyloceluloza	0,25-0,45*	30000-40000	-	Biały proszek
VMA 2	kopolimer syntetyczny	1,0-1,2	-	6-9	Brązowa ciecz

* gęstość nasypowa

3. Wyniki badań i ich omówienie

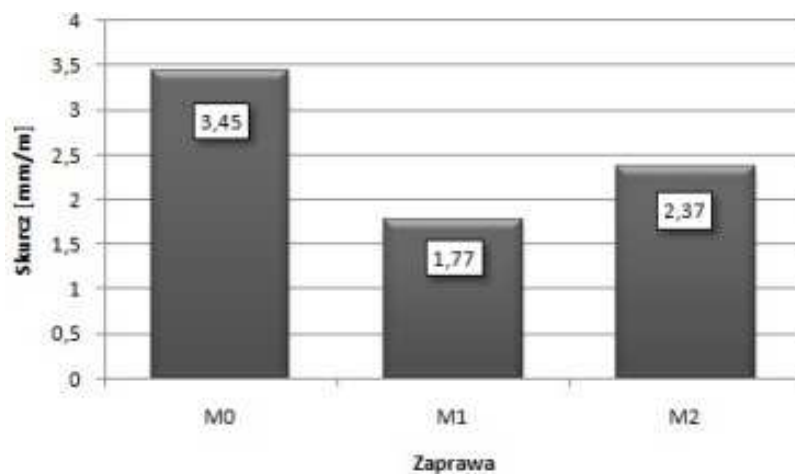
Na rysunku 3 przedstawiono wartość skurczu zapraw zmierzonego w 24 godzinie od chwili dodania wody. Wpływ domieszek zwiększających lepkość na skurcz zapraw jest wyraźny, dzięki nim ulega redukcji.

Rysunek 4 przedstawia przebieg zmian liniowych zapraw mierzonych w ciągu 24 h. Wyróżnić możemy pięć etapów:

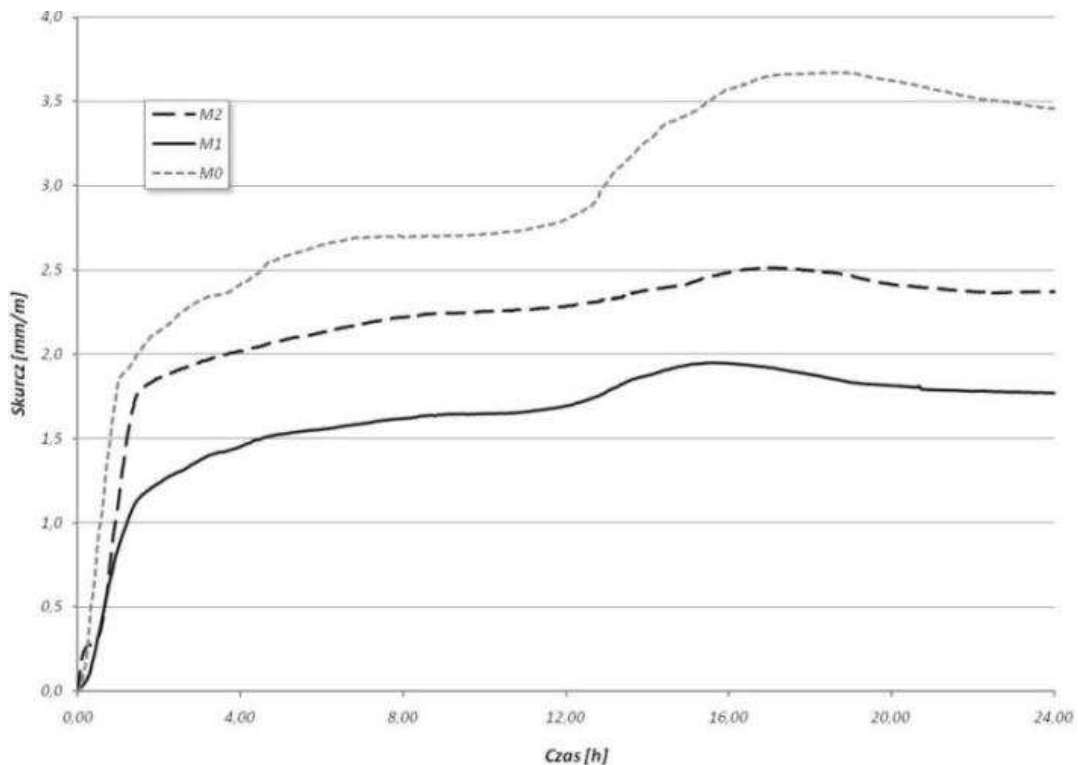
- etap I – w którym następują gwałtowne zmiany liniowe. Skurcz osiąga 50-75% wartości całkowitej wartości skurczu zanotowanego w 24 godzinie. Czas relatywnie szybkiego wzrostu skurczu waha się w granicach 1-1,5 godziny;
- etap II – w którym następuje stabilizacja wzrostu skurczu, do około 11-12 godzin;

- etap III – w którym następuje ponowne przyspieszenie tempa zmian skurczowych, szczególnie widoczne w przypadku zaprawy M0 (bez domieszek VEA);
- etap IV – etap ekspansji, w którym następuje niewielkie pęcznienie zaprawy;
- etap V – etap stabilizacji zmian skurczowych.

Przyczyn gwałtownych liniowych zmian w pierwszym etapie może być kilka. Może być tak, że skurcz chemiczny jest potęgowany przez fałszywe wiązanie (Kurdowski, 2010) oraz przez odsączenie wody z zaprawy na jej powierzchnię (Ziegeldorf i in., 1982). To może być jednym z powodów dla którego zaprawy z domieszkami zwiększającymi lepkość wykazywały mniejszy skurcz niż zaprawa odniesienia. Zaprawy z domieszkami VMA wykazywały minimalne odsączenie mleczka cementowego (zaprawa M2) lub nie wykazywały go wcale (zaprawa M1).



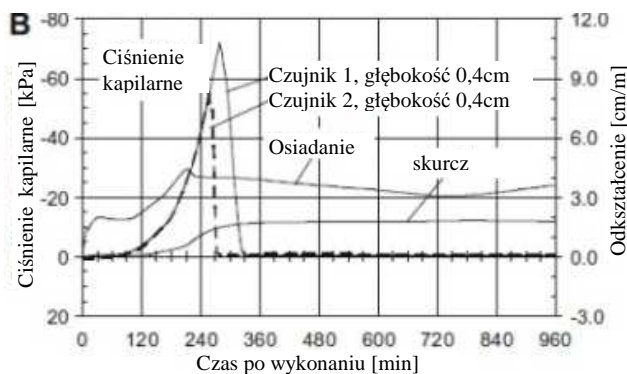
Rys. 3. Skurcz zapraw po 24 h, w temperaturze 20°C i wilgotności względnej powietrza 60%



Rys. 4. Zmiany liniowe zapraw mierzone w czasie 24 h, w temperaturze 20°C i wilgotności względnej powietrza 60%

Drugim powodem może być to, że zmniejszająca swą objętość ciecz porowa (na przykład w wyniku samoosuszenia) wytwarza w porach kapilarnych podciśnienie, które jest wprost proporcjonalne do wielkości napięcia powierzchniowego cieczy i odwrotnie proporcjonalne do średnicy kapilary. Według (Słowik i in., 2009) dodatek metylocelulozy zmniejsza napięcie powierzchniowe roztworu porowego. Dzięki czemu w kapilarach pojawiają się mniejsze naprężenia rozciągające, odpowiedzialne za skurcz. Ustabilizowanie zmian skurczowych charakterystyczne dla etapu II, może być spowodowane zanikiem ciśnienia kapilarnego wywołanym utratą wody wolnej, co przy małej grubości próbki jest możliwe stosunkowo wcześniej.

Na rysunku 5 przytoczonym za Garcí Juengera i Jenningsem (2002) widzimy wykres przedstawiający wielkość ciśnienia kapilarnego, skurczu i osiadania, mierzonych w czasie od momentu wykonania elementu, którym była płyta o grubości 6 cm. W czasie gdy zanika ciśnienie kapilarne (w momencie gdy nie ma w kapilarach wody) stabilizacji ulega również skurcz, przechodząc w fazę skurczu przy wysychaniu.



Rys. 5. Zmiana ciśnienia kapilarnego, osiadania i skurczu w czasie dla zaczynu cementowego (Garcí Juengera i Jennings, 2002)

Na to zjawisko może się nałożyć kompensowanie zmian skurczowych wywołanych ciepłem hydratacji, co tłumaczyłoby również przyśpieszenie tempa zmian skurczowych w około 12 godzinie, w którym to czasie mógłby nastąpić spadek temperatury zaprawy, a w konsekwencji wzrost skurczu.

Przyjmuje się że za skurcz przy wysychaniu są odpowiedzialne – efekty kapilarne i utrata wody przez zhydratyzowane krzemiany wapnia. Na skurcz wywołany drugim z wymienionych efektów ma wpływ struktura krzemianów. Domieszka zwiększająca lepkość na bazie metylocelulozy w świetle badań (Pourchez i in., 2010) wykazuje wpływ na właściwości fazy CSH, co może

tłumaczyć również mniejszy skurcz w porównaniu do zaprawy odniesienia.

4. Wnioski

Zastosowane domieszki zwiększające lepkość wykazały się korzystnym wpływem na skurcz zapraw. Ulega on zmniejszeniu, przy czym w przypadku hydroxypropylometylocelulozy redukcja jest największa. Wydaje się, że głównym mechanizmem dzięki któremu, możliwa jest redukcja wartości skurczu przez stosowanie domieszek VMA jest zmniejszenie napięcia powierzchniowego roztworu porowego, a tym samym zmniejszenie sił kapilarnych. Drugim czynnikiem jest zdolność do wiązania wody, dzięki czemu wilgotność zapraw czy betonów jest dłużej utrzymywana na poziomie zmniejszającym ryzyko wystąpienia znacznych odkształceń skurczowych, aż do momentu gdy matryca cementowa jest w stanie je bezpiecznie przejąć.

Literatura

- Kurdowski W. (2010). Chemia cementu i betonu. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Ziegeldorf S., Müller H.S., Plöhn J., Hilsdorf H.K. (1982). Autogenous shrinkage and crack formation in Young concrete. *Colloque International sur le Beton Jeune, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris.
- Słowik V., Hübner T., Schmidt M., Villmann B. (2009). Simulation of capillary shrinkage cracking in cement-like materials. *Cement & Concrete Composites*. Vol. 33, No. 9, 925-935.
- Garcí Juenger M.C., Jennings H. M. (2002). Examining the relationship between the microstructure of calcium silicate hydrate and drying shrinkage of cement pastes. *Cement & Concrete Research*, Vol. 32, No. 2, 289-296.
- Pourchez J., Grosseau P. B., Ruot B. (2010). Changes in C3S hydration in the presence of cellulose ethers. *Cement & Concrete Research*. Vol. 40, No. 2, 179-188.

INFLUENCE OF VMA ADMIXTURES ON EARLY SHRINKAGE OF THE CEMENT MORTARS

Abstract: In this paper, an experimental research into the effect of viscosity modifying agents on the early shrinkage of mortar is reported. Early shrinkage was qualified in temperature 20°C and the relative humidity of the air 60%. Two types of VMA admixtures is used in research. The results confirmed that the use of VMA admixtures reduced the value of the early shrinkage.

WPŁYW POPIOŁU LOTNEGO WAPIENNEGO NA EFEKTY DZIAŁANIA DOMIESZEK NAPOWIETRZAJĄCYCH

Jacek GOŁASZEWSKI, Michał DREWNIOK*

Katedra Inżynierii Materiałów i Procesów Budowlanych Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach,
ul. Akademicka 5, 44-100, Gliwice

Streszczenie: W artykule omówiono wpływ dodatku popiołu lotnego wapiennego (PLW) jako dodatku typu II na efektywność działania wybranych domieszek napowietrzających (AE) oraz domieszek napowietrzających w obecności superplastyfikatora (SP). Celem podjętych badań było rozpoznanie wpływu PLW na I efekt działania domieszek napowietrzających. Przedstawiono metodykę i wyniki badań napowietrzenia zapraw cementowych z dodatkiem PLW w zależności od stopnia jego domielenia, w stanie laboratoryjnego zmieszania. Metodami oceny efektywności działania AE były: normowa metoda ciśnieniowa oraz nienormowa metoda wskaźnika piany. Analizowano wpływ następujących czynników: rodzaj popiołu lotnego wapiennego (4 partie), jego ilość jako 10, 20 i 30 % zamiennik masy cementu, aktywację popiołu poprzez przemiał (dostawa, domielenie), rodzaj AE (3 domieszki o różnej bazie chemicznej), rodzaj SP (2 rodzaje). Uzyskane wyniki badań wykazują, iż obecność popiołu lotnego wapiennego powoduje zmniejszenie ilości powietrza w zaprawie. Efektywność działania domieszek napowietrzających w jego obecności uzależniona jest od partii zastosowanego popiołu oraz jego rodzaju (dostawa, domielenie).

Słowa kluczowe: popiół lotny wapienny, domieszka napowietrzająca, efekt działania domieszki napowietrzającej.

1. Wprowadzenie

Dodatki mineralne odgrywają bardzo ważną rolę we współczesnej technologii betonu. Ich stosowanie umożliwia korzystne modyfikowanie właściwości betonu oraz uzyskanie znaczących efektów ekonomicznych. Stanowi również kluczowy element realizacji strategii zrównoważonego rozwoju. Najczęściej stosowanymi dodatkami mineralnymi do spoiw cementowych i betonów są popioły lotne krzemionkowe, zmielony granulowany żużel wielkopiecowy oraz pył krzemionkowy.

W Polsce ponad 30% energii elektrycznej uzyskiwane jest ze spalania węgla brunatnego w kotłach konwencjonalnych. W wyniku tego powstaje bardzo znaczą ilość popiołów lotnych wapiennych. Charakteryzują się one dużą zawartością wolnego wapna i związków siarki oraz znaczną zmiennością składu i uziarnienia w czasie, nawet z jednej elektrowni (Garbacik i in., 2010a). Skład popiołu lotnego zapewnia mu właściwości pucolanowo-hydrauliczne. Popiół lotny wapienny praktycznie nie jest stosowany w technologii produkcji cementu i betonu. Jako podstawowe powody takiego stanu można wskazać: wymienione wcześniej charakterystyki jego składu czyli wysoką zawartość wolnego wapna, wysoką zawartość związków siarki

wywierające potencjalnie negatywny wpływ na właściwości betonu oraz bardzo duże wahania jakości materiału, związane ze zmiennością składu chemicznego, fazowego i uziarnienia (Garbacik i in., 2010b).

Szeroka analiza danych literaturowych, omówiona przez Giergiczego (2006) oraz Garbacika i in. (2010b) wykazuje, że popiół lotny wapienny może potencjalnie być składnikiem głównym cementu (popiół lotny wapniowy W zdefiniowany w normie PN-EN 197-1 (2002), dodatkiem typu II w składzie betonu (norma amerykańska ASTM C618, norma kanadyjska CAN/CSA-A23.5 (1998)). Dostępne dane wskazują przy tym, że znacznie lepsze rezultaty stosowania popiołu lotnego wapiennego uzyskuje się stosując popiół uzdatniany przez przemiał (Giergiczny, 2006; Dziuk i in., 2010). Podstawowym warunkiem wykorzystania popiołu lotnego wapiennego jako dodatku do cementu i betonu są jednak systematyczne badania pozwalające na rozpoznanie jego wpływu na właściwości mieszanki betonowej i betonu. Takich badań obecnie brakuje.

Trwałość betonu w środowisku, w którym narażony jest on na zawilgocenie, a następnie cykliczne zamrażanie i rozmrażanie uzyskuje się przez jego napowietrzenie. Napowietrzenie polega na wytworzeniu w mieszance betonowej i betonie małych, równomiernie

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: michal.drewniok@polsl.pl

rozproszonych, pęcherzyków powietrza (Neville, 2000). W tak napowietrzonym betonie, podczas zamarzania, nadmiar zwiększającej swoją objętość wody przemieszcza się do pęcherzyków, co zapobiega niszczeniu jego struktury. Pęcherzyki te ponadto zapobiegają powstaniu sieci ciągłych porów kapilarnych, dzięki czemu obniżają przepuszczalność betonu, dodatkowo zwiększając jego trwałość. Efekt napowietżenia betonu uzyskuje się poprzez stosowanie domieszek napowietrzających, które są związkami powierzchniowo czynnymi zmniejszającymi napięcie powierzchniowe wody. Analiza danych literaturowych wykazuje, że obecnie brakuje wyników kompleksowych badań efektywności domieszek, w tym również napowietrzających w obecności popiołu lotnego wapiennego (Giergiczny, 2006; Garbaci i in., 2010b). Dostępne nieliczne opracowania wykazały ogólnie negatywny wpływ dodatku popiołu lotnego wapiennego na napowietrzenie mieszanki i zawartość porów w betonie stwardniałym. Tym samym zauważono, że zapotrzebowanie na domieszkę wzrasta wraz ze zwiększeniem jej ilości w mieszance oraz wielkością powierzchni właściwej zastosowanego popiołu lotnego wapiennego (Glinicki i Dąbrowski, 2010). W związku ze zmiennością właściwości fizykochemicznych popiołów lotnych wapiennych oraz stopnia ich waloryzacji przez przemiał konieczne są dalsze badania dotyczące wpływu popiołu lotnego wapiennego na efekty działania domieszek napowietrzających.

W referacie przedstawiono metodykę i wyniki badań efektów działania domieszek napowietrzających na ilość powietrza w zaprawach cementowych oraz adsorpcji domieszek na ziarnach spoiwa w roztworze wodnym z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego o różnym stopniu przemiału.

2. Metodyka badań

2.1. Plan i zakres badań

W badaniach określono wpływ ilości, składu (dostawa/partia) oraz waloryzacji przez przemiał popiołu lotnego wapiennego na efekty działania domieszek napowietrzających. Ponieważ w praktyce domieszki napowietrzające stosuje się zazwyczaj łącznie z plastyfikatorem lub superplastyfikatorem, określono dodatkowo efektywność działania domieszek napowietrzających w obecności superplastyfikatorów. Efektywność działania domieszek napowietrzających oceniano poprzez ilość powietrza wprowadzonego do zaprawy w wyniku ich stosowania. Badania zrealizowano z wykorzystaniem popiołów lotnych wapiennych pobranych ze zbiornika retencyjnego Elektrowni Bełchatów w 2010 roku. Badania wykonano uwzględniając wpływ następujących czynników:

- rodzaj domieszki napowietrzającej (3 domieszki według tabeli 1);
- dostawa/partia popiołu lotnego wapiennego (cztery partie popiołu A, B, C, D o właściwościach według tabeli 2 i 3);
- ilość popiołu lotnego wapiennego jako ekwiwalent cementu: 10, 20, 30% m.c. (badanie przeprowadzono dla popiołu A);
- przemiał popiołu lotnego wapiennego – popiół w stanie dostawy (0) oraz mielony (1) i (2) (w przypadku partii A);
- obecność superplastyfikatora (dwa superplastyfikatory według tabeli 1) – domieszka napowietrzająca AE I i SP I oraz domieszka napowietrzająca AE III i SP II.

Tab. 1. Zastosowane domieszki chemiczne

Domieszka	Baza	Zalecane dawkowanie max w [%] (m.c./m.s.)	Zastosowane dawkowanie [%] (m.c./m.s.)
AE I	glikol polietylenowy, wyciągi z żywic naturalnych	0,3 %	0,15; 0,30; 0,60; 0,90
AE II	produkt w pełni syntetyczny, nie zawierający olejków pochodzenia roślinnego	0,5 %	0,25; 0,50; 1,0
AE III	tensydy syntetyczne	0,3 %	0,15; 0,30; 0,45
SP I	eter polikarboksyłanowy	1,0 %	0,5
SP II	eter polikarboksyłanowy	2,5 %	1,25

Tab. 2. Skład cementu i popiołu lotnego wapiennego oznaczonego metodą XRF

Składnik/partia	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	CaO _w
CEM I 42,5R - Cement I	19,5	4,89	2,85	63,3	1,29	2,76	0,14	0,90	-
Popiół lotny wapienny A / Partia I	33,62	19,27	5,39	31,32	1,85	4,50*	0,31	0,11	2,87
Popiół lotny wapienny B / Partia II	40,17	24,02	5,93	22,37	1,27	3,07*	0,15	0,20	1,46**
Popiół lotny wapienny C / Partia III	45,17	20,79	4,58	20,60	1,49	2,96*	0,23	0,19	1,18
Popiół lotny wapienny D / Partia IV	40,88	19,00	4,25	25,97	1,73	3,94*	0,13	0,14	1,07**

* oznaczono metodą analizy elementarnej; **metoda glikolowa

Tab. 3. Właściwości fizyczne popiołów - gęstość, mialkość, powierzchnia właściwa, masa objętościowa

	Gęstość, [g/cm ³]	Mialkość – pozostałość na sicie 45µm [%]	Powierzchnia właściwa według Blaine'a, [cm ² /g]	Masa objętościowa, [kg/m ³]
Cement				
CEM I 42,5R	3,09	-	3730	2,92
PLW A / Partia I				
Bez przemiału (0)	2,62	38,0	2 860	-
Mielenie 10 min (1)	2,77	23,0	3 500	-
Mielenie 28 min (2)	2,75	10,5	3 870	-
PLW B / Partia II				
Bez przemiału (0)	2,64	55,6	1900	1060
Mielenie 20 min (1)	2,71	20,0	4060	Nb
PLW C / Partia III				
Bez przemiału (0)	2,60	57,2	1900	960
Mielenie 20 min (1)	2,63	16,7	4700	Nb
PLW D / Partia IV				
Bez przemiału (0)	2,60	46,3	2370	1028
Mielenie 20 min (1)	2,67	20,8	3520	Nb

2.2. Metody badania

Badania efektywności domieszek napowietrzających w obecności popiołu lotnego wapiennego wykonano następującymi metodami:

- Badanie wskaźnika piany, nienormowa metoda polegająca na określeniu adsorpcji wybranej domieszki na ziarnach spoiwa w roztworze wodnym. Badanie wskaźnika piany polegały na sporządzeniu roztworu spoiwa (cementu i popiołu lotnego wapiennego) oraz wody w proporcji 1:0,25. Składniki umieszczono w szklanej menzurce o średnicy 80 mm i przez 60 s mieszano przez intensywne wstrząsanie. Do tak przygotowanego roztworu dodawano 10% wodny roztwór domieszki napowietrzającej – każdorazowo w ilości około 0,05 ml. Po każdym dodaniu, roztwór mieszano przez 15 s i określano czas utrzymywania się piany. Badanie prowadzono (zwiększając każdorazowo ilość wodnego roztworu domieszki o około 0,05 ml) aż do momentu, gdy piana utrzymywała się na powierzchni roztworu przez czas dłuższy niż 45 s. Badanie przeprowadzono dla popiołów partii A oraz domieszek AE I, AE II i AE III. Badanie wskaźnika piany szczegółowo zostały opisane przez Kulaotsa i in. (2003) oraz Glinickiego i Dąbrowskiego (2010),
- Pomiary zawartości powietrza w wykonane zostały zgodnie z PN-EN 1015-7 (2000), metodą ciśnieniową (Metoda A), aparatem ciśnieniowym o pojemności 1 litra. Badanie wykonywano po jednej minucie od zakończenia mieszania składników.

2.3. Właściwości materiałów i składy mieszanek

Do badań zastosowano cement CEM I 42,5 R o składzie i właściwościach przedstawionych w tabelach 2 i 3,

domieszek napowietrzających i superplastyfikatorów o składzie i właściwościach przedstawionych w tabeli 1, popiołów lotnych wapiennych o składzie i właściwościach przedstawionych w tabelach 2 i 3. Popioły domielone były w młynku kulowym przez czas podany w tabeli 3. Do przygotowania zapraw wykorzystano piasek normowy zgodny z PN-EN 196-1.

Badania wskaźnika piany wykonano na zaczynach o składzie przedstawionym w tabeli 4, zawartość powietrza badano na zaprawach o składzie przedstawionym w tabeli 5. Badanie efektywności działania domieszek napowietrzających wykonano na zaprawach o w/s = 0,55, natomiast badania efektywności działania domieszek napowietrzających w obecności superplastyfikatora na zaprawach o w/s = 0,45.

Tab. 4. Skład zaczynu do badania współczynnika piany

Składnik	Ilość
Spoiwo (cement + popiół)	10 g
Woda destylowana	25 ml
10 % wodny roztwór AEA (I, II, III)	1 kropla (około 0,025 ml)

Tab. 5. Skład zapraw do badania zawartości powietrza metodą ciśnieniową

Składnik	Masa [g]
Spoiwo (Cement + PLW)	450,00
Woda (efektywność działania AE)	247,50 (w/s = 0,55)
Woda (efektywność działania AE w obecności SP)	202,5 (w/s = 0,45)
Piasek normowy	1 350,00
w / c (dla SP)	0,55 (0,45)

3. Wyniki badań

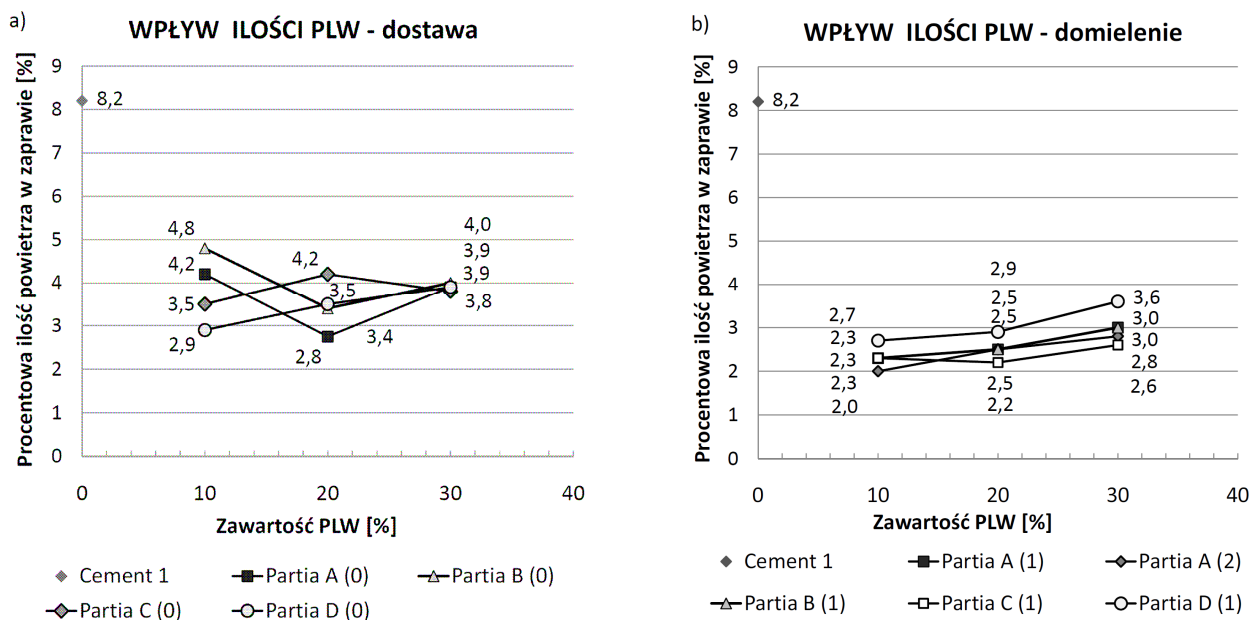
Wpływ popiołu lotnego wapiennego na ilość powietrza w zaprawie bez domieszki napowietrzającej przedstawiono na rysunku 1. Wprowadzenie popiołu lotnego wapiennego powoduje wyraźne zmniejszenie ilości powietrza w zaprawie, przy czym efekt ten jest większy w przypadku stosowania popiołu domielonego. Wzrost ilości popiołu lotnego wapiennego powoduje nieznaczne zmiany ilości powietrza w zaprawie. W przypadku zapraw z popiołem w stanie dostawy nie można wskazać jednoznacznych tendencji tych zmian, natomiast w przypadku zapraw z popiołem domielonym zwiększenie jego ilości powoduje nieznaczny wzrost ilości powietrza. Partia popiołu lotnego wyraźnie wpływa na ilość powietrza w zaprawie tylko w przypadku stosowania popiołu w stanie dostawy, w przypadku domielenia wpływ partii popiołu zanika.

Badanie wskaźnika piany dla zaczynów zawierających w swoim składzie 20 % popiołu lotnego wapiennego partii A przedstawiono na rysunku 2. Wprowadzenie popiołu lotnego wapiennego zwiększa zapotrzebowanie na domieszkę napowietrzającą. Zapotrzebowanie to jest większe w przypadku stosowania popiołu lotnego wapiennego domielonego i wzrasta wraz ze zwiększaniem jego stopnia przemiatu (powierzchni właściwej). Pomimo znacznie odmiennego składu AE I i AE II, efektywność ich działania w obecności popiołu lotnego wapiennego domielonego, pozostawało na tym samym poziomie. Dla popiołu w stanie dostawy domieszka AE II wykazała się nieznacznie lepszą efektywnością. Całkiem odmiennie kształtowało się zapotrzebowanie zaczynu na AE III. Odpowiednio 5-cio, 4-ro i 3-krotnie mniejsza, niż

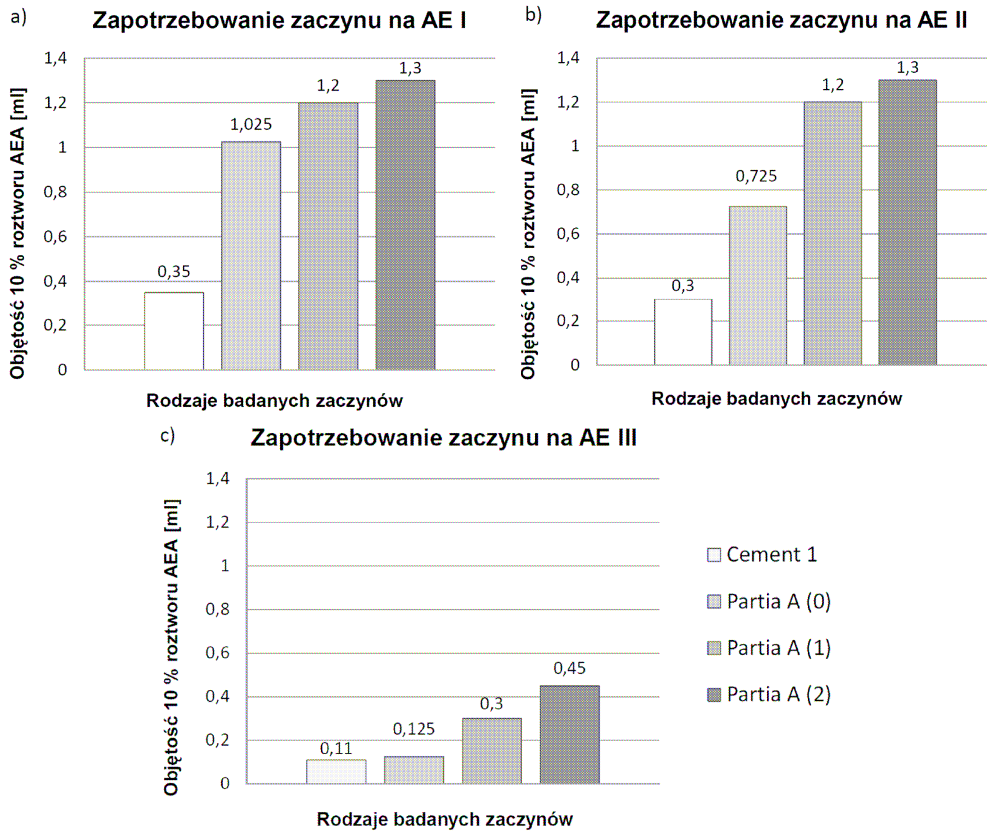
w przypadku AE I i AE II, ilość 10 % roztworu domieszki dla popiołu w stanie dostawy, domielenia (1) oraz domielenia (2) wystarczyła do zakończenia pomiaru. Stopniując, domieszka napowietrzająca AE II wykazywała nieco lepsze działanie niż AE I. Efektywność działania trzeciej, dla różnego rodzaju popiołów, dalece odbiegała od pozostałych i okazała się najlepsza.

Wpływ popiołu lotnego wapiennego na efekty działania domieszek napowietrzających przedstawiono na rysunkach 3 i 4. Wyraźnie mniejsza efektywność działania domieszek napowietrzających występuje w obecności popiołu lotnego wapiennego. Podobnie jak podczas określania wskaźnika piany, efektywność działania domieszek napowietrzających była mniejsza w obecności popiołu lotnego domielonego. Jednocześnie nie stwierdzono wyraźnego wpływu zwiększania stopnia przemiatu popiołu lotnego wapiennego na efekty działania domieszek. Uzyskanie podobnej zawartości powietrza w zaprawie zawierającej PLW w stanie domielenia jak w zaprawie bez tego dodatku możliwe było tylko poprzez bardzo znaczne zwiększenie ilości dodawanego AE, znacznie ponad maksymalną dopuszczalną przez producenta (rys. 3 i 4).

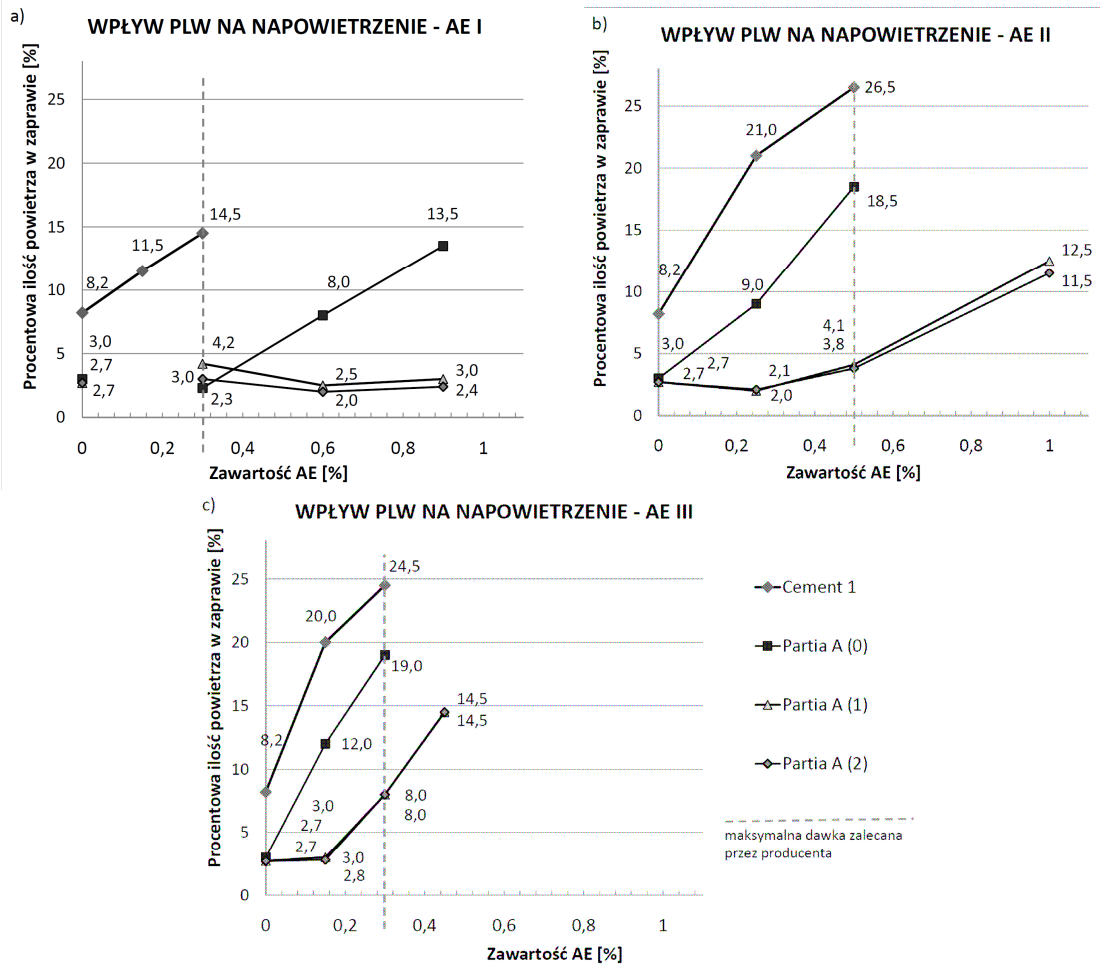
W badaniach nie zaobserwowano istotnego wpływu partii popiołu lotnego w stanie dostawy na efektywność działania domieszek. W przypadku popiołów lotnych domielonych efektywność działania domieszek była najmniejsza w obecności popiołu lotnego z partii C. Popiół domielony tej partii charakteryzował się największą, spośród wszystkich pozostałych, powierzchnią właściwą (tab. 3). Spowodowało to znacznie większe zapotrzebowanie zaprawy na domieszkę napowietrzającą niż w pozostałych przypadkach.



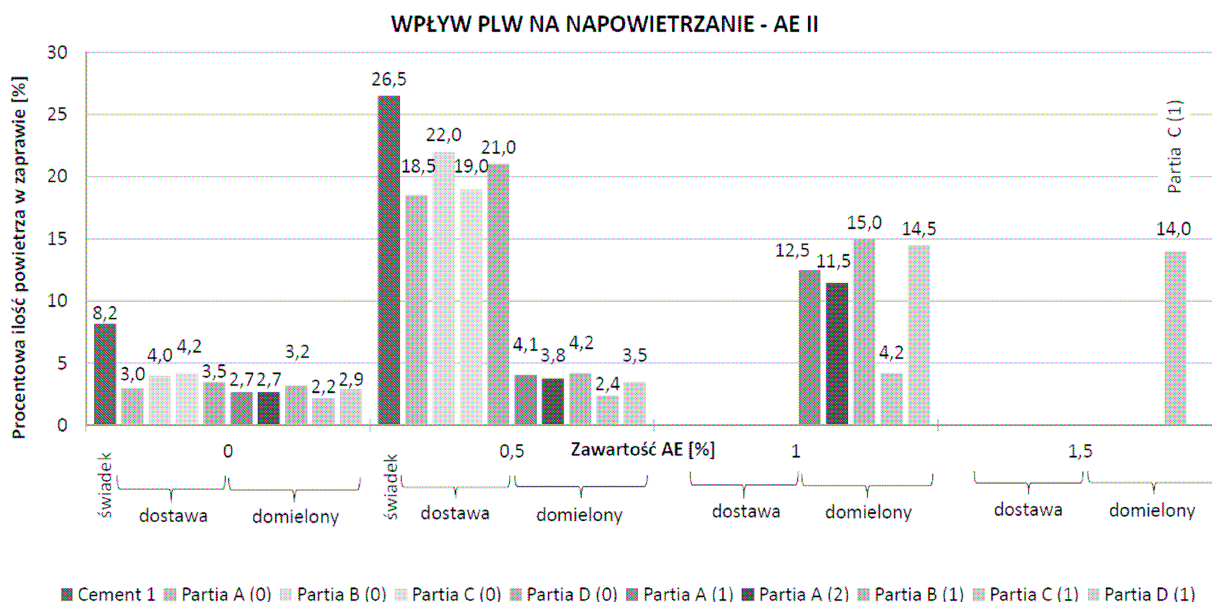
Rys. 1. Wpływ ilości PLW na ilość powietrza w zaprawie (bez AE), a) PLW dostawa, b) PLW domielenie



Rys. 2. Wskaźnik piany: a) dla AE I, b) dla AE II, c) dla AE III



Rys. 3. Wpływ popiołu lotnego wapiennego na napowietrzanie: a) AE I, b) AE II, c) AE III

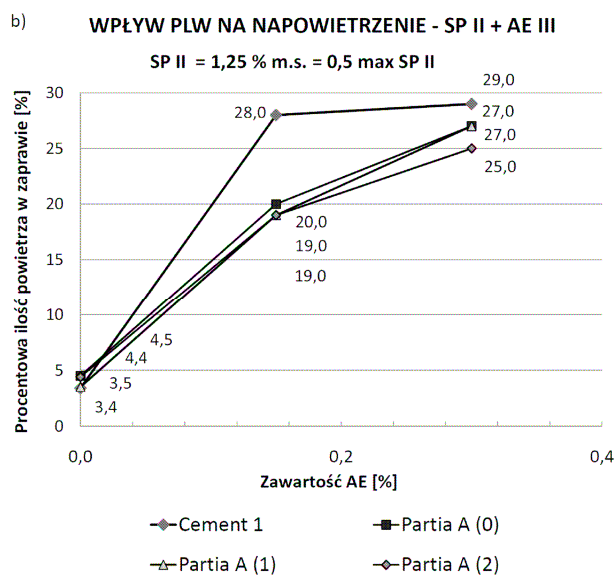
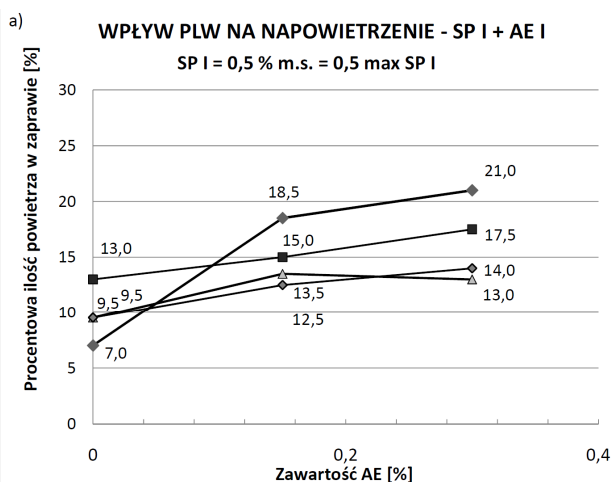


Efektywność działania domieszek napowietrzających w obecności popiołu lotnego wapiennego uzależniony jest od ich składu i właściwości. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że domieszka napowietrzająca AE I o składzie w pełni naturalnym wykazywała mniejszą skuteczność, niż domieszki o składzie syntetycznym (AE II, AE III). Należy więc podkreślić konieczność starannego doboru domieszek napowietrzających uwzględniając obecność popiołu lotnego wapiennego.

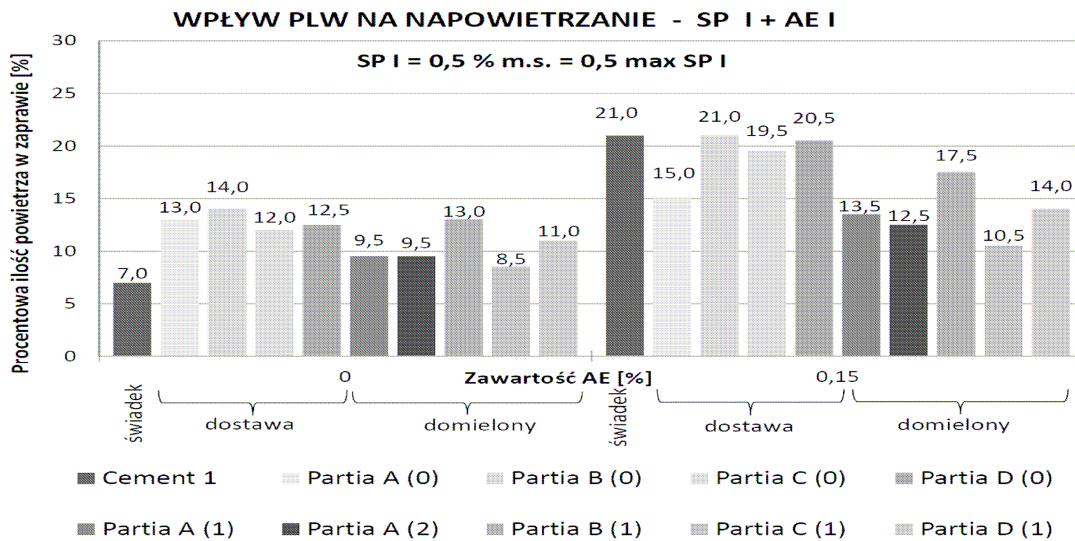
Wpływ domieszki napowietrzającej AE na ilość powietrza w zaprawach z dodatkiem superplastyfikatora przedstawiono na rysunku 5. Zwraca uwagę, że stosowany w badaniach superplastyfikator SP I powodował znaczące napowietrzenie zaprawy. Efektu tego nie stwierdzono w przypadku SP II. Podobnie jak to wykazano wcześniej (rys. 2a) efektywność działania domieszki AE I zmniejsza

się wyraźnie w obecności popiołu lotnego wapiennego. Natomiast domieszka AE III w obecności SP II, podobnie jak bez jej udziału (rys. 2c), charakteryzowała się w przypadku zapraw z popiołem lotnym wapiennym dobrą, choć wyraźnie mniejszą efektywnością działania niż w przypadku zapraw bez popiołu lotnego.

Efektywność działania AE I w obecności SP I, uwzględniając rodzaj oraz dostawę PLW, przedstawiono na rysunku 6. We wszystkich przypadkach napowietrzenie zaprawy wystąpiło przede wszystkim jako efekt działania superplastyfikatora SP I. Jednocześnie można stwierdzić, że partia popiołu w tym przypadku nie wpłynęła na efekt działania domieszki napowietrzającej (zwiększenie napowietrzenia wskutek działania AE wynosi zwykle około 7% w przypadku popiołu w stanie dostawy, i około 4% w przypadku popiołu w stanie zmielonym).



Rys. 5. Wpływ popiołu lotnego wapiennego na napowietrzenie: a) SP I + AE I, b) SP II + AE III



Rys. 6. Zawartość powietrza w świeżej zaprawie dla 0,5 max dawki SP I i AE I

4. Dyskusja uzyskanych wyników

Problemy z napowietzeniem mieszanek betonowych w obecności popiołów lotnych opisali Pedersen i in. (2008 i 2010) i Kulaots i in. (2003 i 2004). Stwierdzili, że w tym przypadku może nastąpić interakcja między popiołem lotnym a domieszką napowietrzającą. Główną przyczyną takiego oddziaływania są pozostałości niespalonego węgla, które adsorbują na swojej powierzchni hydrofobową cząstkę domieszki.

Według Kulaotsa i in. (2004), o ilości zaadsorbowanej domieszki decyduje kilka właściwości obecnych w popiele reliktyw węgla, przede wszystkim:

- ilość węgla w popiele,
- powierzchnia właściwa,
- dostępność powierzchni właściwej,
- chemiczna natura powierzchni.

Wraz ze wzrostem zawartości węgla i jego powierzchni właściwej następuje większa adsorpcja domieszki napowietrzającej (Pedersen i in., 2008).

Na środek napowietrzający beton wpływ także ma obecność w składzie chemicznym roztworu jonów Ca^{2+} i Mg^{2+} . Baltrus i in. (2001) zajmowali się badaniem wpływu jonów alkalicznych na działanie domieszki napowietrzającej. Stwierdzili, że ich obecność powoduje wytrącanie się nierozpuszczalnych związków ze środkiem powierzchniowoczynnym z domieszki napowietrzającej. Zjawisko to ma przede wszystkim wpływ na popioły z dużą zawartością reaktywnego wapnia takie jak popioły lotne wapienne.

Powyższe wyniki badań wskazują na negatywny wpływ dodatków popiołów lotnych wapiennych na napowietrzanie zaprawy. Charakter ten jest zbliżony z nielicznymi, przeprowadzonymi dotychczas badaniami. Efektywność działania domieszki napowietrzających uzależniony jest głównie od rodzaju (dostawa, domielenie) zastosowanego popiołu lotnego wapiennego. Znacznie trudniej uzyskać było napowietrzanie zapraw z PLW domielonym niż w stanie dostawy. Taką zależność trudno jednoznacznie przypisać zawartości niespalonego węgla w popiołach. W przypadku popiołu lotnego

wapiennego mielonego, charakteryzującego się największą powierzchnią właściwą (Partia C (1)), najtrudniej było uzyskać napowietrzanie zaprawy. Glinicki i Dąbrowski (2010) wykazali, iż głównym czynnikiem charakteryzującym popiół lotny wapienny (przy takim samym składzie mineralnym), jako dodatek do betonów napowietrzanych, jest jego rozdrobnienie. Badania przeprowadzone na zaprawach to potwierdzają.

Zauważono również, że stosowanie domieszki napowietrzającej na bazie żywic naturalnych w obecności PLW charakteryzuje się małą skutecznością pod względem stopnia napowietrzania zapraw. Aby można było uzyskać napowietrzanie zaprawy, niejednokrotnie trzeba było zastosować ekstremalnie 3-4 krotna ilość zalecaną przez producenta. Na etapie przeprowadzonych badań nie dokonano porównania zawartości powietrza w świeżej zaprawie i w mieszance betonowej. Stanowiąc to będzie dalszą część badań. Różnice efektywności działania AE w obecności innych domieszek chemicznych powodują, że konieczne są dalsze badania związane z kompatybilnością domieszek pod względem ich działania zarówno głównego jak i II rzędu w obecności popiołu lotnego wapiennego.

5. Wnioski

Na podstawie wyników badań można przedstawić następujące wnioski:

- zawartość powietrza w zaprawie z dodatkiem popiołów lotnych wapiennych, bez udziału domieszki napowietrzającej, zmniejsza się wraz ze wzrostem powierzchni właściwej popiołów, jego aktywacji przez przemiał;
- efektywność działania domieszki napowietrzających w obecności PLW uzależniona jest od partii zastosowanego popiołu oraz jego rodzaju (dostawa, domielenie);
- aktywacja popiołów lotnych wapiennych przez przemiał powoduje zauważalne zmniejszenie efektywności działania domieszki napowietrzających;

- oznaczanie wskaźnika piany może być prostym narzędziem do oceny wpływu dodatku popiołu lotnego wapiennego na napowietrzanie zapraw cementowych;
- stosowanie mieszaniny superplastyfikatora oraz domieszki napowietrzającej w obecności popiołu lotnego wapiennego powoduje bardzo dobre napowietzenie zaprawy cementowej, zbliżone do mieszanek nie zawierających PLW. Badania kompatybilności domieszek chemicznych w obecności PLW powinny być kontynuowane ze względu na widoczne różnice w ich współdziałaniu;

Literatura

- Baltrus J.P., LaCount R.B. (2001). Measurement of adsorption of air-entraining admixture on fly ash in concrete and cement. *Cement Concrete Research*, Vol. 31, 819-824.
- Dziuk D., Giergiczny Z., Garbacik A.: (2010). Aktywność popiołu lotnego wapiennego w porównaniu z innymi dodatkami mineralnymi stosowanymi w produkcji cementu. W: *Materiały XVII Międzynarodowej Konferencji „Popioły z Energetyki”*, Warszawa 2010.
- Garbacik A., Baran T., Pichniarczyk P. (2010a). Charakterystyka krajowych popiołów wapiennych ze spalania węgla brunatnego. W: *Materiały V Międzynarodowej Konferencji Naukowej „Energia i środowisko w technologiach materiałów budowlanych, ceramicznych, szklarskich i ogniotrwałych”*. Wydawnictwo Instytut Śląski, Warszawa-Opole 2010.
- Garbacik A., Giergiczny Z., Glinicki M.A., Gołaszewski J. (2010b). Założenia Projektu Strukturalnego Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka „Innowacyjne spoiwa cementowe i betony z wykorzystaniem popiołu lotnego wapiennego”. W: *Materiały V Międzynarodowej Konferencji Naukowej „Energia i środowisko w technologiach materiałów budowlanych, ceramicznych, szklarskich i ogniotrwałych”*, Wydawnictwo Instytut Śląski, Warszawa-Opole 2010
- Giergiczny Z. (2006). Rola popiołów lotnych wapiennych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych, Kraków 2006.
- Glinicki M. A., Dąbrowski M. (2010). Wpływ dodatku popiołu lotnego wapiennego na napowietzenie mieszanki betonowej i charakterystykę porów w betonie. W: *Materiały*

XVII Międzynarodowej Konferencji „Popioły z Energetyki”, Warszawa 2010.

- Kulaots I., Hsu A., Hurt R.H., Suuberg E.M. (2003). Adsorption of surfactants on unburned carbon in fly ash and development of a standardized foam index test. *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, 2091-2099.
- Kulaots I., Hurt R. H., Suuberg E. M. (2004). Size distribution of unburned carbon in coal fly ash and its implications. *Fuel*, Vol. 83, 223-230.
- Pedersen P.H., Jensen A.D., Skjrrth-Rasmussen M.S., Dam-Johansen K. (2008). A review of the interference of carbon containing fly ash with air entrainment in concrete. *Progress in Energy and Combustion Science*, Vol. 34, 135-15.
- Pedersen K.H., Jensen A.D., Dam-Johansen K. (2010). The effect of low-NOx combustion on residual carbon in fly ash and its adsorption capacity for air entrainment admixtures in concrete. *Combustion and Flame*, Vol. 157, 208-216.

THE EFFECT OF CALCAREOUS FLY ASH ON THE EFFICIENCY OF AIR ENTRAINING ADDITIVES

Abstract: This article discusses the effect of the addition of calcareous fly ash as Type II addition in structural concrete on the efficiency of some air entraining additives (AEA) and admixtures with AEA and superplasticizer (SP). The paper presents the methodology and results of air content of cement mortar with the addition of calcareous fly ash. Methods for assessing the effectiveness of aeration additives were: pressure method and foam index method. The influence of the following factors: the type of calcareous fly ash (4 different delivery), 10, 20 and 30% replacement by weight of cement, ash activation by milling (without and with milling), the type of AEA (3 admixture of various chemical-based), the type of SP (2 types). Results show that the presence of calcareous fly ashes reduces the amount of air in the mortar. The effectiveness of additives in the presence of aeration depends on milling of calcareous fly ash addition.

Praca była współfinansowana ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, nr projektu POIG.01.01.02-24-005/09

WŁAŚCIWOŚCI REOLOGICZNE A STOPIEŃ SAMOODPOWIETRZENIA MIESZANKI SAMOZAGĘSZCZALNEJ BETONU WYSOKOWARTOŚCIOWEGO

Jacek GOŁASZEWSKI, Aleksandra KOSTRZANOWSKA *

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: W referacie przedstawiono analizę istotności wpływu podstawowych czynników składu na zawartość powietrza w mieszance betonowej dla BSZWW oraz opracowano matematyczny model, ujmujący wpływ właściwości reologicznych na zawartość powietrza w mieszance betonowej dla BSZWW. Pomiar parametrów reologicznych wykonano za pomocą testu rozprywu. Zawartość uwięzionego powietrza w mieszance mierzono metodą ciśnieniową.

Słowa kluczowe: właściwości reologiczne mieszanki samozagęszczalnej, zawartość powietrza.

1. Wprowadzenie

Istotą betonu samozagęszczalnego są właściwości mieszanki betonowej. Zatem każdy beton którego mieszanka będzie samozagęszczalna, staje się betonem samozagęszczalnym. Konsekwencją tego jest rozszerzający się zakres zastosowań takich betonów, jak przykładowo: samozagęszczalny beton zwykły (BSZ), wysokowartościowy beton samozagęszczalny (BSZWW) i fibrobeton samozagęszczalny (FRBSZ). Badanie właściwości mieszanki opiera się na sprawdzaniu warunków samozagęszczalności, to jest: płynności, stabilności i samoodpowietrzenia (De Schutter i in., 2008; EFNARC 2005). Jednak w praktyce badanie mieszanki samozagęszczalnej odbywa się głównie ze względu na sprawdzanie warunku płynności, rzadziej warunku stabilności. W większości przypadków stabilność oceniana jest subiektywnie podczas produkcji mieszanki lub/oraz na podstawie pobieranych próbek stwardniałego betonu. Warunek samoodpowietrzenia jest kontrolowany rzadko. Zakłada się, że mieszanka która charakteryzuje się odpowiednią płynnością i zachowuje przy tym stabilność charakteryzuje się również odpowiednim stopniem zagęszczenia – małą zawartością powietrza.

W przypadku betonów zagęszczanych mechanicznie za mieszankę zagęszczoną uważa się taką, w której pozostało nie więcej niż 1,5-2% powietrza. Warunek taki powinien być również spełniony dla BSZWW. W publikacji Aïtcin'a (1998) wykazano, że wzrost zawartości powietrza w mieszance o 1% powoduje zmniejszenie wytrzymałości na ścislenie o 5 MPa. O ile

w przypadku zwykłych betonów samozagęszczalnych, które ze względu na specyfikę ich składu charakteryzują się dużą nadwyżką wytrzymałości w stosunku do założonej, powyższy fakt może mieć nieco mniejsze znaczenie, to w przypadku BSZWW zapewnienie maksymalnego odpowietrzenia mieszanki jest warunkiem koniecznym ich uzyskania. Dlatego dla BSZWW należy sprawdzać warunek samoodpowietrzenia także z uwagi na wiążące się z nim osiągnięcie odpowiedniej wytrzymałości na ścislenie.

W literaturze jest niewiele informacji dotyczących zawartości powietrza w mieszankach samozagęszczalnych (Skarendahl i Petersson, 1999; Wallevik i Nielsson, 2003; Yu i in., 2005; Khayat, 2010). Brakuje także systematycznych danych dotyczących zdolności matematycznych do samoodpowietrzenia mieszanek samozagęszczalnych w zależności od ich właściwości reologicznych.

W związku z tym na podstawie uzyskanych wyników badań opracowano matematyczny model opisujący zależność właściwości reologicznych mieszanki od zawartości powietrza uwięzionego w mieszance samozagęszczalnej dla BWW.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: aleksandra.kostrzanowska@polsl.pl

2. Metodyka badania

2.1. Koncepcja, czynniki zmienne w badaniach i plan badań

Na podstawie uzyskanych wyników badań przedstawiono analizę istotności wpływu składu oraz opracowano matematyczny model, ujmujący wpływ właściwości reologicznych na zawartość powietrza mieszanki samozagęszczalnej dla BWW.

Właściwości reologiczne kształtowano poprzez zmiany składu mieszanki. W tabeli 1 przedstawiono poziomy czynników zmiennych i czynniki stałe dla badanych mieszanek. Poziomy tych czynników dobrano na podstawie analizy danych literaturowych (Skarendahl i Petersson, 1999; Wallewik i Nielsson, 2003; Yu i in., 2005; Khayat, 2010), w taki sposób, aby składy badanych mieszanek odpowiadały zakresem swojej zmienności typowym składom BSZWW stosowanym w praktyce.

Tab. 1. Poziomy czynników zmiennych i czynniki stałe w badaniach

Czynniki zmienne	Poziomy czynników zmiennych
Wskaźnik ϕ_{kz}	1,2; 1,3; 1,4
Stosunek w/s	0,30; 0,34; 0,38
Superplastyfikator, SP [% m.s.]	2,5; 3,0; 3,5
Pył krzemionkowy, CSF [% m.s.]	0; 5; 10
Punkt piaskowy, P.P.[%]	40,0; 42,5; 45,0
Czynniki stałe:	
Temperatura	$20 \pm 1^{\circ}\text{C}$
Sposób dodawania superplastyfikatora	wraz z wodą zarobową

Pomiar parametrów opisujących właściwości reologiczne oraz zawartości powietrza wykonywano po 20 i 60 min. od zakończenia mieszania składników.

W badaniach został zastosowany plan zdeterminowany selekcyjny wieloczynnikowy z punktami gwiazdowymi. Taki plan badań umożliwia przeprowadzenie analizy istotności wpływu czynników składu i czasu na zawartość powietrza w mieszance dla BSZWW oraz określenie regresyjnego modelu zależności wpływu właściwości reologicznych na zawartość powietrza w samozagęszczalnej mieszance BWW.

2.2. Właściwości składników

Tab. 2. Skład chemiczny składników

Składniki	Skład [%]								Powierzchnia właściwa [m^2/kg]
	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	Na ₂ O	SO ₃	K ₂ O	
CEM I 42,5R	21,6	64,4	4,5	2,2	1,25	0,4	3,1	0,91	383
Pył krzemionkowy	92,8	0,7	0,6	0,3	1,32	0,3	0,8	0,5	18000

Właściwości stosowanego w badaniach cementu i pyłu krzemionkowego przedstawiono w tabeli 2. W badaniach stosowano superplastyfikator na bazie polieteru o gęstości 1,07 g/cm³ i stężeniu 32,0%. Superplastyfikator dozowano wagowo zmieniając ilość wody zarobowej o wodę w nim zawartą. Jako kruszywo zastosowano piasek naturalny 0-2 mm oraz kruszyło łamane sjenitowe o uziarnieniu 2-16 mm.

Ilość cementu w mieszankach zmieniała się w zależności od stosunku w/s oraz od wskaźnika ϕ_{kz} w przedziale od 487 do 576 kg/m³, ilość pyłu krzemionkowego w przedziale od 0 do 62 kg/m³, natomiast ilość kruszywa w przedziale od 920 do 1100 kg/m³.

2.3. Metoda badania

Właściwości reologiczne mieszanek oceniono testem rozplywu mieszanki (slump-flow test) według Fpr EN 12350-8:2009. W teście mierzono czas rozplywu do średnicy 50 cm (T_m [s]) oraz wartość maksymalnej średnicy rozplywu (D_m [cm]). Test dostarczał również pewnych informacji dotyczących ewentualnej segregacji, którą oceniano wizualnie.

Pomiar zawartości powietrza wykonano metodą ciśnieniową zgodnie z PN-EN 12350-7:2001 *Badania mieszanki betonowej. Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe*.

Czas mieszania wynosił 5 minut. Najpierw przez 1 minutę mieszano suche składniki, a następnie dodawano wodę wraz z superplastyfikatorem. Pomiędzy pomiarami mieszankę przechowywano w mieszalniku pod przykryciem. Przed drugim pomiarem mieszankę mieszano przez 3 minuty.

3. Analiza istotności wpływu wybranych czynników składu na zawartość powietrza

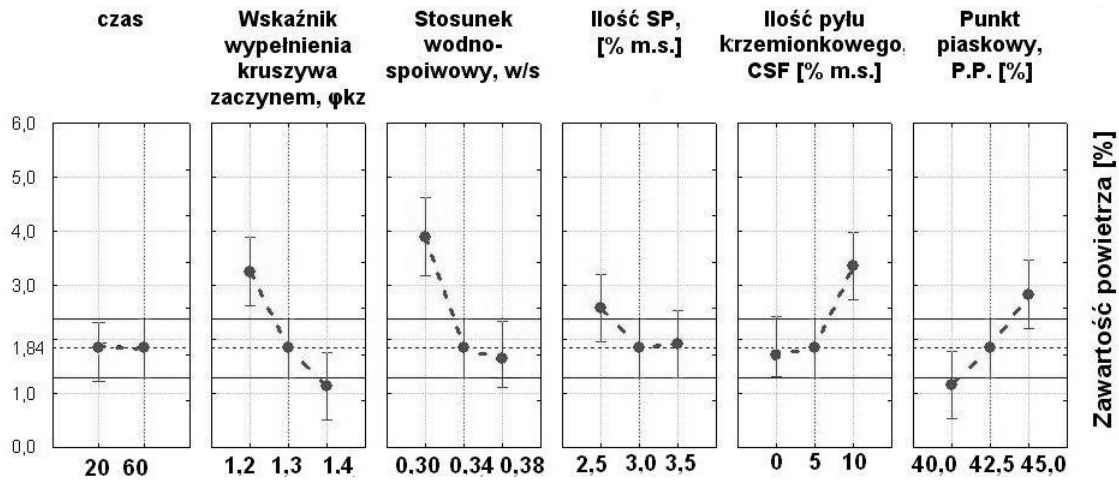
W oparciu o analizę wariancyjną dla układów czynnikowych (ANOVA) wyników badań określono istotność wpływu badanych czynników składu oraz wpływu czasu na zawartość powietrza w mieszance betonowej BWW.

Wyniki przeprowadzonej analizy statystycznej istotności wpływu poszczególnych czynników przedstawiono w tabeli 3. Kierunki wpływu czynników materiałowych oraz czasu na zawartość powietrza uwięzionego w mieszance pokazano na rysunku 1.

Analizę wariancyjną wykonano na poziomie istotności równym 0,05 i o przedziale ufności równym 0,95.

Tab. 3. Analiza wariancji wpływu czynników składu na zawartość powietrza w mieszance

Źródło wariancji	Zawartość powietrza [%]	
	Wartość F	Poziom istotności α
Wskaźnik wypełnienia kruszywa zaczynem, φ_{kz}	29,686	0,000000
Stosunek wodno-spoiwowy, w/s	19,172	0,000001
Ilość pyłu krzemionkowego, CSF [% m.s.]	15,861	0,000008
Punkt piaskowy, P.P.	7,044	0,002395
Ilość superplastyfikatora, SP [% m.s.]	4,339	0,019696
Czas	3,256	0,056324



Rys. 1. Profile wartości aproksymowanych zawartości powietrza uwięzionego w mieszance dla BSZWW

Analiza istotności wpływu wykazuje, że spośród badanych czynników największy wpływ na zawartość pozostającego w mieszance betonowej powietrza ma wskaźnik wypełnienia kruszywa zaczynem cementowym φ_{kz} , a następnie kolejno: stosunek w/s, zawartość pyłu krzemionkowego, wielkość punktu piaskowego oraz upływ czasu. Stwierdzono przy tym, że wpływ ilości superplastyfikatora na zawartość powietrza w mieszance w badanym zakresie zmienności nie jest istotny statystycznie.

Przyjęty zakres zmienności ilości SP (od 2,5 do 3,5% m.s.) dozowanego w badaniach pozwalał na odpowiednie upłynnienie mieszanek nawet o najniższych wskaźnikach w/s = 0,30, jednak nie powodował istotnej różnicy w zawartości uwięzionego powietrza w mieszankach. Prawdopodobnie nie istotny statystycznie wpływ superplastyfikatora był spowodowany dużą ilością SP stosowaną w badaniach, oscylującą w granicach punktu nasycenia (ang. *saturation point*). Punkt nasycenia to osiągnięcie przez mieszankę pewnego minimum granicy płynięcia (średnicy rozplwy), po osiągnięciu którego dalsze zwiększenie dodatku SP nie powoduje znaczących zmian granicy płynięcia mieszanki betonowej. Użyty w badaniach rodzaj SP w sposób bardzo dobry upłynniał mieszankę, nie powodując niepożądanego napowietrzenia, o którym mowa w (Szwabowski i Łazniewska-Piekarczyk, 2008).

Skład BSZWW był dobierany tak, aby wpływ czasu nie był znaczący dla zmiany właściwości reologicznych.

Analiza wariancji badań czynnikowych istotności wpływu: stosunku w/s, wskaźnika wypełnienia kruszywa zaczynem φ_{kz} , punktu piaskowego, ilości pyłu krzemionkowego, ilości superplastyfikatora oraz wpływu czasu na zawartość powietrza uwięzionego w mieszance pokazała taką samą hierarchię wpływu tych czynników, jak w przypadku wpływu na średnicę rozplwy mieszanki dla BSZWW.

Mieszanka ma większą zdolność do samoodpowietrzenia przy wzroście stosunku w/s i wskaźnika wypełnienia kruszywa zaczynem φ_{kz} oraz przy zmniejszeniu punktu piaskowego P.P. i ilości pyłu krzemionkowego. Czynniki zmienne w badaniach powodujące zwiększenie średnicy rozplwy i zmniejszenie czasu rozplwy powodują tym samym zmniejszenie ilości powietrza w mieszance.

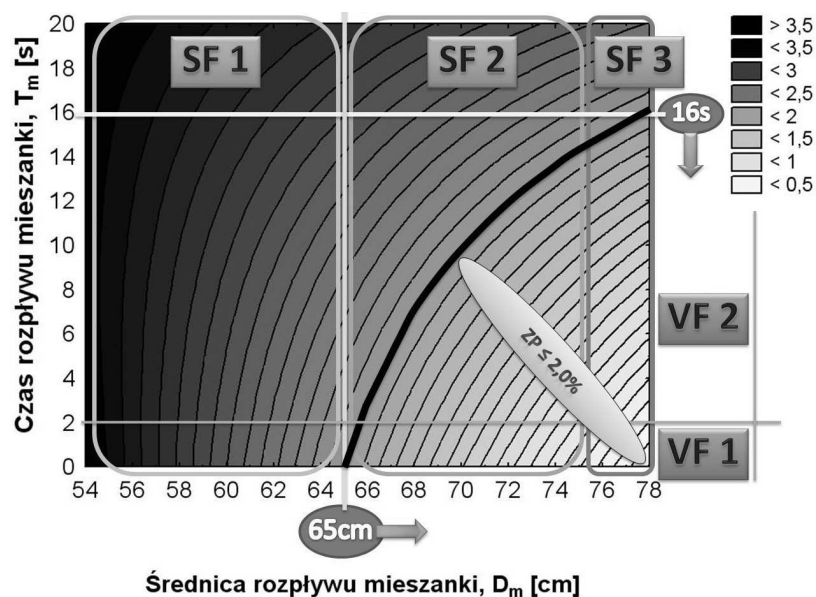
4. Model statystyczny wpływu właściwości reologicznych samozagęszczalnej mieszanki BWW na ilość uwięzionego w niej powietrza

Model opisujący zależność zawartości powietrza uwięzionego w mieszance od właściwości reologicznych samozagęszczalnej mieszanki BWW można sformułować w postaci wielomianu drugiego stopnia – równanie 1. Stałe regresji i współczynnik korelacji przedstawiono w tabeli 4.

Zależność dla uzyskanych wyników badań przedstawiono na wykresie warstwicowym na rysunku 2.

Tab. 4. Stałe regresji i współczynnik korelacji dla funkcji regresji opisującej zawartość powietrza w mieszance

Stałe regresji równania	C	A	B	AB	AA	BB	R
Zawartości powietrza zależne od D_m i T_m	10,67	-0,13	-0,27	0,0048	-0,00009	0,0007	0,90

Rys. 2. Wykres warstwicy zależności zawartości powietrza od D_m i T_m

$$ZP(D_m, T_m) = C + A \cdot D_m + B \cdot T_m + AB \cdot D_m \cdot T_m + AA \cdot D_m^2 + BB \cdot T_m^2 \quad (1)$$

gdzie: ZP jest zawartością powietrza uwięzionego w mieszance, D_m jest średnicą rozptyłu mieszanki w cm, T_m jest czasem rozptyłu mieszanki w s, zaś C , A , B , AB , AA , BB są to stałe regresji zależne od właściwości składników.

Wraz ze wzrostem średnicy rozptyłu mieszanki i zmniejszaniem czasu rozptyłu mieszanki zmniejsza się ilość powietrza w mieszance.

Zakres zawartości pozostającego powietrza w badanych mieszankach samozagęszczalnych zawiera się w przedziale od 1,1% do 4,6% (pomiar po 20 minutach od zmieszania składników) oraz od 1,1% do 4,9% (pomiar po 60 minutach od zmieszania składników). Mieszanki, których zawartość powietrza wynosiła 2,0% lub mniej charakteryzują się średnicą rozptyłu nie mniejszą niż 65 cm (granica płynięcia g nie większa niż 250 Nmm – mierzona reometrem BT2) oraz czasem rozptyłu nie większym niż 16 s (lepkość plastyczna h nie większa niż 14000 Nmms - mierzona reometrem BT2).

5. Podsumowanie i wnioski

Badania wykazują, że zawartość powietrza uwięzionego w mieszance samozagęszczalnej jest zależna od jej właściwości reologicznych. Istnieje wyraźna korelacja wielkości parametrów reologicznych mieszanki z zawartością uwięzionego w niej powietrza.

W rozdziale sformułowano model opisujący zależność regresyjną wpływu parametrów reologicznych mieszanki samozagęszczalnej (średnicy i czasu rozptyłu) na zawartość pozostającego w niej powietrza.

Zawartość powietrza w mieszance obliczona na podstawie równania i zmierzona doświadczalnie została zweryfikowana w badaniach kontrolnych. Modele te charakteryzują się wysokimi estymatorami dopasowania i istotności. Szeroki zakres przestrzeni czynnikowej, w której została określona zależność regresyjna stanowi o możliwości i dużej użyteczności jej stosowania do przewidywania zawartości powietrza uwięzionego w mieszance samozagęszczalnej.

Zawartość powietrza w mieszance zależy od czynników wpływających także na średnicę rozptyłu. Zwiększenie średnicy rozptyłu (zmniejszenie granicy płynięcia) powoduje zmniejszenie zawartości powietrza w mieszance.

Ilość powietrza zmniejsza się przy wzroście stosunku w/s i wzroście wskaźnika wypełnienia kruszywa zaczynem ϕ_{kz} oraz przy zmniejszeniu punktu piaskowego P.P. i ilości pyłu krzemionkowego.

Można sądzić, że większa ilość zaczynu, w którym z natury znajdują się pęcherzyki powietrza, wiąże się z większą zawartością powietrza w mieszance. Jednak badania wykazały, że ze wzrostem wskaźnika wypełnienia kruszywa zaczynem ϕ_{kz} zmniejsza się ilość powietrza w mieszance betonowej. Można sądzić, że większa płynność mieszanki powoduje lepsze jej odpowietrzenie, co wynika ze specyfiki samozagęszczalności.

Wielkość stosunku w/s w dużej mierze wpływa na zawartość powietrza w mieszance. Należy jednak tak

Literatura

dobierać stosunek w/s , aby był adekwatny do wymaganych właściwości betonu, unikając jednocześnie nieuzasadnionego obniżenia jego wartości poniżej koniecznej. Niski stosunek w/s powoduje, że uzyskanie mieszanek o dużej płynności, a więc również dużej zdolności do samoodpowietrzenia jest utrudnione. Mieszanki w tym wypadku charakteryzują się zwykle długim czasem rozplywu (dużą lepkością plastyczną), nawet jeśli w wyniku stosowania dużej ilości superplastyfikatora ich granica płynięcia będzie mała.

Dodatek pyłu krzemionkowego w betonach wysokowartościowych również powinien być starannie optymalizowany. Mieszanki z większą ilością pyłu krzemionkowego (ponad 5%) charakteryzują się mniejszą średnicą rozplywu (większym parametrem) i w wyniku tego odpowietrzają się trudniej. Dlatego w pewnych przypadkach zwiększanie ilości pyłu krzemionkowego zamiast oczekiwanej poprawy, może powodować nawet pogorszenie cech wytrzymałościowych betonu (ze względu na dużą ilość powietrza w mieszance).

Zawartość powietrza w badanych mieszankach samozagęszczalnych BWW zawiera się w przedziale od 1,1% do 4,6% (pomiar po 20 minutach od zmieszania składników) oraz od 1,1% do 4,9% (pomiar po 60 minutach od zmieszania składników) i znacząco w wielu przypadkach przekracza graniczną ilość 2% powietrza, dla której mieszankę uznaje się za zagęszczoną. Uzyskanie zawartości powietrza poniżej 2% w mieszance jest możliwe jeśli średnica rozplywu jest większa niż 65 cm – według testu rozplywu (granica płynięcia g jest mniejsza od 250 Nmm - według testu wykonywanego reometrem BT) i czas rozplywu jest mniejszy niż 16 s (lepkość plastyczna h mniejsza niż 14000 Nmms – mierzona reometrem BT2).

W związku z tym w przypadku BSZWW koniecznym jest przyjmowanie ostrzejszego kryterium samozagęszczalności (zwykle mieszankę uznaje się za samozagęszczalną jeśli średnica jej rozplywu wynosi więcej niż 55 cm (EFNARC 2005)).

Mieszanki samozagęszczalne BWW charakteryzujące się dużą lepkością i rozplywem poniżej 65 cm posiadają małą zdolność do samoodpowietrzenia.

- Aitcin P. C. (1998). High-Performance Concrete. *E & FN SPON*, London and New York.
- De Schutter G., Bartos P.J.M., Domone P., Gibbs J. (2008). Self compacting concrete. *Dunbeath: Whittles Publishing*.
- EFNARC (2005). The European Guidelines For Self-Compacting Concrete, Specification, Production and Use.
- Khayat K.H. (2010). Production and Placement of SCC. *International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete "Design"*, Montreal.
- Skarendahl Å., Petersson Ö. (1999). Self-Compacting Concrete W: Proc. of the *First International RILEM Symposium*, RILEM Proceedings 7, Stockholm.
- Szwabowski J., Łązniewska-Piekarczyk B. (2008). Zwiększenie napowietrzenia mieszanki pod wpływem działania superplastyfikatorów karboksylowych. *CWB, R. XIII/LXXV*, No. 4.
- Wallevik O, Nielsson I. (2003). Self-Compacting Concrete. W: Proc. of the *Third International RILEM Symposium*, RILEM Proceedings PRO 33, Reykjavik.
- Yu Z., Shi C., Khayat K.H., Xie Y. (2005). 1st International symposium on design, performance and use of self-consolidating concrete, RILEM Proceedings PRO 42, Changsa.

RHEOLOGICAL PROPERTIES AND A CONTENT OF AIR ENTRAINMENT IN FRESH CONCRETE FOR SELF COMPACTING HIGH PERFORMANCE CONCRETE

Abstract: The significance analysis of the fundamental composition factors on the air entrained in fresh concrete for HPSCC as well as a mathematical model influences the rheological properties of fresh concrete on the air entrained in fresh concrete for HPSCC are presented and discussed in the paper. Rheological parameters are measured using technical test (slump-flow test). Air entrained in fresh concrete is measured by concrete air entrainment tests.

WPŁYW ZAWARTOŚCI POPIOŁU LOTNEGO WAPIENNEGO ORAZ ZBROJENIA ROZPROSZONEGO NA WYBRANE CHARAKTERYSTYKI FIBROBETONÓW SAMOZAGĘSZCZALNYCH

Jacek GOŁASZEWSKI, Tomasz PONIKIEWSKI*

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Analiza wpływu zawartości popiołu lotnego wapiennego (PLW) oraz różnego typu włókien na właściwości betonu samozagęszczalnego jest przedmiotem niniejszego artykułu. Zaprezentowano badania wpływu włókien o zróżnicowanych parametrach geometrycznych, celem określenia wpływu ich parametrów geometrycznych na urabialność oraz samozagęszczalność. W referacie zostały przedstawione wyniki badań urabialności w ujęciu reologicznym mieszanek samozagęszczalnych modyfikowanych włóknami oraz PLW. Badania metodą reometrycznego testu urabialności (RTU) zostały przeprowadzone za pomocą reometru do zapraw i mieszanek betonowych – BT2. Wykonano aproksymację wyników pomiarów dwuparametrowym modelem reologicznym Bingham'a, co pozwoliło na określenie dwóch podstawowych parametrów reologicznych – granicy płynięcia g oraz lepkości plastycznej h . Mieszanka betonowa była modyfikowana ze względu na zmienny w badaniach rodzaj i udział objętościowy włókien oraz ilość popiołu lotnego wapiennego w cemencie.

Słowa kluczowe: fibrobeton samozagęszczalny, reologia, popiół lotny wapienny, włókna stalowe.

1. Wprowadzenie

Obecny stan wiedzy nie jest wystarczający do efektywnego kształtowania urabialności mieszanek samozagęszczalnych z dodatkiem PLW. Konieczne są dalsze badania, zwłaszcza uwzględniające wpływ zmiennych właściwości fizykochemicznych popiołu lotnego wapiennego i rodzaju cementu. Stwierdzono możliwość stosowania PLW, jako zamiennik części cementu w betonie i składnika cementu (Gołaszewski i Giergiczyński, 2010). Istota stosowania w mieszankach na spoiwach cementowych włókien, jako zbrojenia rozproszonego była już omawiana we wcześniejszych publikacjach (Brandt 2000). Nowym zagadnieniem jest kształtowanie urabialności fibrobetonów samozagęszczalnych z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego. Dodatki mineralne odgrywają bardzo ważną rolę we współczesnej technologii betonu. Ich stosowanie pozwala bowiem na modyfikowanie właściwości betonu oraz uzyskanie znaczących korzyści ekonomicznych. Stanowi również ważny element w realizacji strategii zrównoważonego rozwoju. Dodatki mineralne są dobierane ze względu na wymagania wytrzymałościowe i trwałościowe betonu. Ich obecność wpływa jednak znacząco także na właściwości reologiczne mieszanki. Jako dodatki

mineralne najczęściej stosowane są popioły lotne, zmielony granulowany żużel wielkopiecowy oraz pył krzemionkowy. Podstawowe efekty stosowania tych dodatków mineralnych przedstawiono szeroko w licznych opracowaniach (Aitcin, 1998; Neville, 2000; Giergiczyński, 2006). Ogólna tendencja poprawy charakterystyk stwardniałego betonu samozagęszczalnego wraz ze wzrostem zawartości włókien w jego objętości, powoduje pogarszanie urabialności tychże mieszanek w trakcie ich formowania. Aktualnym problemem, także w przypadku betonów samozagęszczalnych modyfikowanych włóknami, jest technologiczna trudność ich wykonywania oraz realizacji procesów technologicznych w trakcie robót betonowych. Zmusza to do rozpoznania rzeczywistej natury ich urabialności i określenia wpływu dodawanych włókien na zjawiska zachodzące w świeżym i stwardniałym betonie samozagęszczalnym. Wiąże się to z dążeniem do upowszechnienia w praktyce budowlanej fibrobetonów samozagęszczalnych. Analiza wykluczających się nawzajem czynników zachodzących w wyniku dodania włókien do betonu samozagęszczalnego: pogarszania się urabialności i poprawy właściwości mechanicznych betonów samozagęszczalnych jest przedmiotem niniejszego artykułu.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: tomasz.ponikiewski@polsl.pl

2. Właściwości reologiczne mieszanek na spoiwie cementowym i ich pomiar

Z licznych badań rozpatrujących właściwości mieszanki w aspekcie urabialności wynika, że zachowuje się ona pod obciążeniem jak lepkoplastyczne ciało Bingham (Szwabowski, 1999). Granica płynięcia i lepkość plastyczna, zwane parametrami reologicznymi, są stałymi materiałowymi, charakteryzującymi właściwości reologiczne mieszanki. Z chwilą, gdy naprężenia przekroczą granicę płynięcia, nastąpi płynięcie mieszanki z prędkością proporcjonalną do lepkości plastycznej. Im mniejsza będzie lepkość plastyczna mieszanki, tym większa będzie prędkość jej płynięcia przy danym obciążeniu. Ze względu na urabialność mieszanki, parametrem o zasadniczym znaczeniu jest granica płynięcia. Znaczenie technologiczne lepkości plastycznej w przypadku mieszanek zagęszczanych wibracyjnie jest mniejsze, jednak w odniesieniu do mieszanek samozagęszczalnych o ich urabialności decydują zarówno granica płynięcia, jak i lepkość plastyczna. Bardziej szczegółowo zagadnienia reologii omówiono między innymi w pracy Szwabowskiego (1999). Pomiar parametrów reologicznych mieszanek najlepiej wykonywać za pomocą reometrów. W pracach między innymi, Banfilla (2003) oraz Gołaszewskiego (2006) wykazano, że ze względu na dobrą zgodność charakteru wpływu podstawowych czynników składu na reologię zapraw i mieszanek, wyniki uzyskane na zaprawach mogą być wykorzystane do przewidywania kierunków i wielkości zmian właściwości reologicznych mieszanek betonowych. Dotyczy to szczególnie wpływu dodatków i domieszek.

3. Założenia i metodyka badań

W referacie zostały przedstawione wyniki badań urabialności wykonane normowym testem rozptywu. Dla wybranych składów mieszanek (z dodatkiem włókien syntetycznych) wykonano badania metodą reometrycznego testu urabialności (RTU). Zostały one

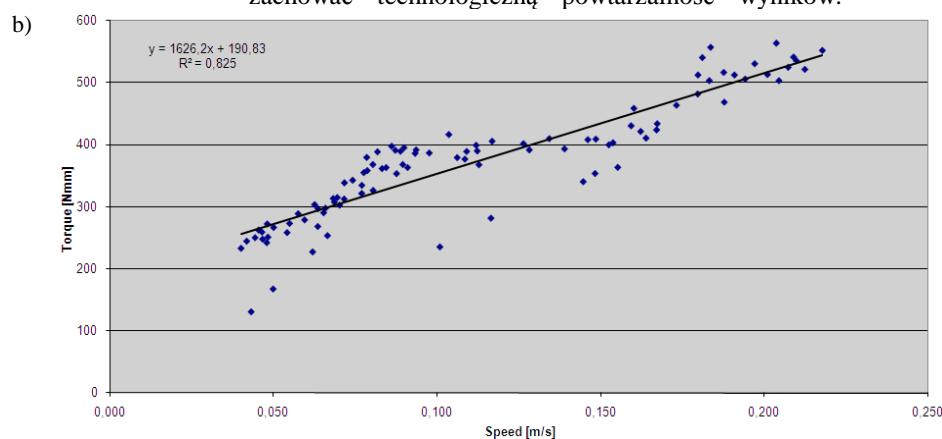
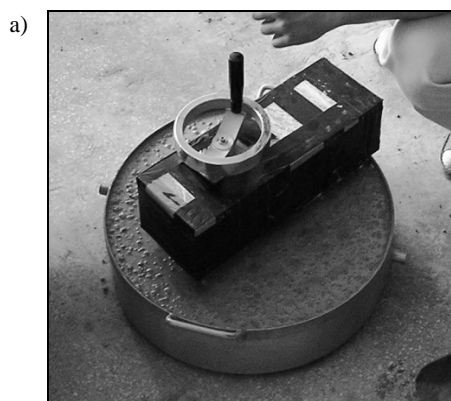
przeprowadzone za pomocą reometru do zapraw i mieszanek betonowych – BT-2. (rys. 1). Istota RTU została omówiona szczegółowo w literaturze.

Wyniki pomiarów reometrycznych aproksymowano dwuparametrowym modelem reologicznym Bingham. Pozwoliło to na określenie dwóch podstawowych parametrów reologicznych – granicy płynięcia g oraz lepkości plastycznej h . Badania wykonano uwzględniając wpływ następujących czynników:

- dostawa popiołu lotnego wapiennego: partia C i D (tab. 1);
- stopień przemiału popiołu lotnego wapiennego (tab. 2);
- zawartość popiołu lotnego wapiennego, jako ekwiwalent cementu: 10-20-30 % m.c.
- materiał włókien – stalowe i syntetyczne;
- rodzaj włókien stalowych (tab. 4);
- udział masowy włókien stalowych: 20-120 kg/m³ (0,25-1,5)% objętości;
- rodzaj włókien syntetycznych (tab. 5);
- udział masowy włókien syntetycznych: 1-10 kg/m³ (0,1-1,1)% objętości;

Skład badanej mieszanki samozagęszczalnej przedstawiono w tabeli 3. Zastosowano w badaniach superplastyfikatory na bazie eteru polikarboksyłanowego. Zastosowane do badań włókna zostały wytypowane z dosyć licznej grupy dostępnych na rynku. Dobór miał na celu zaprezentowanie wpływu włókien o różnych parametrach materiałowych i geometrycznych na urabialność mieszanek samozagęszczalnych. Włókna stalowe dozowano w ilości 20-120 kg/m³ proporcjonalnie do ich geometrii (udział objętościowy włókien w mieszance odwrotnie proporcjonalny do długości włókien). Włókna syntetyczne dozowano w ilości 2-10 kg/m³ proporcjonalnie do ich gęstości objętościowej oraz parametrów geometrycznych. Należy zaznaczyć, że kształt włókien, ze względu na zmienność ich geometrii, jest dodatkowym czynnikiem, wpływającym na wyniki badań, lecz nakładającym się na rozpatrywane pozostałe parametry zmienne włókien.

Została opracowana i wdrożona procedura przygotowania mieszanek betonowych, pozwalająca zachować technologiczną powtarzalność wyników.



Rys. 1. Reometr BT-2 do wyznaczania parametrów reologicznych mieszanek betonowych: a) widok ogólny aparatu podczas procedury pomiarowej, b) odczyt parametrów reologicznych mieszanki samozagęszczalnej na podstawie krzywej płynięcia

Tab. 1. Skład popiołu lotnego wapiennego oznaczonego metodą XRF

Składnik	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	CaO _w
Popiół lotny wapienny C	40,17	24,02	5,93	22,37	1,27	3,07*	0,15	0,20	1,46**
Popiół lotny wapienny D	40,88	19,00	4,25	25,97	1,73	3,94	0,13	0,14	1,07

* oznaczono metodą analizy elementarnej; **metoda glikolowa





Tab. 2. Właściwości fizyczne popiołów – gęstość, mialkość, powierzchnia właściwa, masa objętościowa

Popiół	Gęstość [g/cm ³]	Mialkość – pozostałość na sicie 45µm [%]	Powierzchnia właściwa według Blaine'a [cm ² /g]	Masa objętościowa [kg/m ³]
Partia C				
C0 Bez przemiału	2,64	55,6	1900	1060
C20 Mielenie 20 min	2,71	20,0	4060	nb
Partia D				
D0 Bez przemiału	2,60	46,3	2370	1030
D15 Mielenie 15 min	2,67	20,8	3520	nb

Tab. 3. Skład mieszanek samozagęszczalnych

Składnik	Mieszanka betonowa		
	C1	C2	C3
	kg/m ³		
CEM II B-M (S-V)	490,0	-	490,0
CEM I	-	600,0	-
Piasek 0-2 mm	806,0	800,0	756,0
Kruszywo otoczkowe 2-8 mm	806,0	800,0	-
Kruszywo bazaltowe 2-8 mm	-	-	944,0
Mikrokrzemionka	-	-	48,9
Superplastyfikator Glenium ACE 48 (3,5 % m.c.)	17,2	-	-
Superplastyfikator Glenium SKY 592 (2,5 % m.c.)	-	15,0	16,2
Stabilizator RheoMatrix (0,4 % m.c.)	1,9	2,4	1,6
PARAMETRY			
Punkt piaskowy (%)	50,0	50,0	45,8
W/C	0,44	0,31	0,42
Klasa konsystencji (SF)	SF3	SF2	SF3

Tab. 4. Charakterystyka geometryczno-materiałowa badanych włókien stalowych

Nazwa	Długość (mm)	Średnica (mm)	Przekrój poprzeczny	Kształt	Materiał	Wytrzymał. na rozciąg. (N/mm ²)
SW 50/1.0	50±10%	1,0±10%	okrągły		Stal niskowęglowa	1100±15%
DM 6/0,17	6±10%	0,17±10%	okrągły	-	Stal niskowęglowa	2100±15%
SF 01-32	32±10%	3,80±10%	sierpowaty		S355 J2 G3	980±15%
KE 20/1,7	20±10%	1,70±10%	prostokątny ²⁾		DC01	770±15%
SW 35	35±10%	2,30±2,95 ¹⁾	część okręgu		Stal niskowęglowa	800±15%

Oznaczenia: ¹⁾ szerokość (mm); ²⁾ grubość 0,50±10%;

Tab. 5. Charakterystyka geometryczno-materiałowa badanych włókien syntetycznych

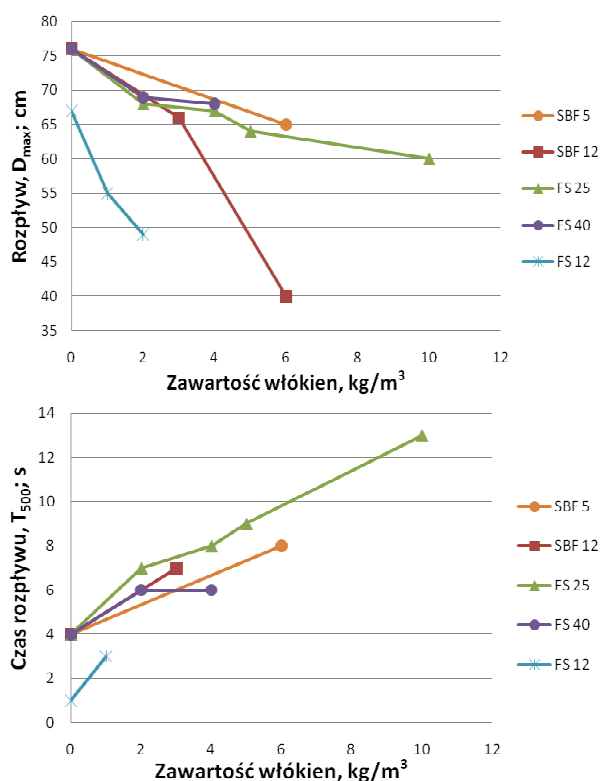
Nazwa	Długość (mm)	Średnica	Klasa	Kształt	Materiał	Wytrzymałość na rozciąganie (N/mm ²)
SBF 5	5±10%	16 [μm]	kołowy	proste	Polimerowo-bazaltowe	1 680
SBF 12	12±10%	16 [μm]	kołowy	proste	Polimerowo-bazaltowe	1 680
FS 25	25	0,66 [mm]	II; makrowłókna	odkształcone	Polipropylen, polietylen	600
FS 40	40	0,66 [mm]	II; makrowłókna	odkształcone	Polipropylen, polietylen	600
FS 12	12	28 [μm]	Ia; mikrowłókna	Proste, pojedyncze	Polipropylen	600

Kolejność postępowania w procedurze przygotowania mieszanki betonowej:

1. dozowanie kruszywa,
2. dozowanie piasku,
3. dozowanie cementu,
4. dozowanie popiołu lotnego wapiennego lub włókien,
5. wstępne mieszanie składników – 3 minuty,
6. dozowanie 2/3 ilości wody,
7. dozowanie 1/6 ilości wody wraz z pełną dawką superplastyfikatora,
8. mieszanie składników – 2 minuty,
9. dozowanie 1/6 ilości wody z pełną dawką stabilizatora,
10. mieszanie wszystkich składników – 2 minuty.

4. Wyniki badań i ich omówienie

Wprowadzenie zbrojenia rozproszonego w postaci włókien bazaltowych oraz makrowłókien polipropylenowych pogarsza urabialność mieszanek SCC, powodując spadek średnicy rozptywu D_{max} oraz czasu rozptywu T_{500} . Na rysunku 2 przedstawiono wpływ rodzaju i udziału objętościowego włókien syntetycznych na średnicę rozptywu D_{max} oraz czas rozptywu T_{500} mieszanek samozagęszczalnych. Stwierdzono zmniejszanie się średnicy rozptywu mieszanki samozagęszczalnej wraz ze zwiększaniem się zawartości włókien w mieszance. Największe zmniejszenie średnicy rozptywu stwierdzono dla mieszanek z dodatkiem mikro-włókien polipropylenowych. Już przy zawartości tych włókien na poziomie 2 kg/m³ wartość D_{max} spadła do wartości 490 mm i mieszanka utraciła cechy samozagęszczalnej. Dla mieszanek z makro-włóknami polipropylenowymi o zawartości 6 kg/m³ otrzymano średnicę 400 mm. W przypadku pozostałych rozpatrywanych włókien w przedziale zawartości 2-4 kg/m³ średnica rozptywu była zbliżona i wynosiła 670-690 mm. Czas rozptywu zwiększa się wraz ze wzrostem ilości włókien syntetycznych w mieszance. Zwiększanie ilości mikro-włókien polipropylenowych najszybciej powoduje wydłużenia czasu rozptywu mieszanki.

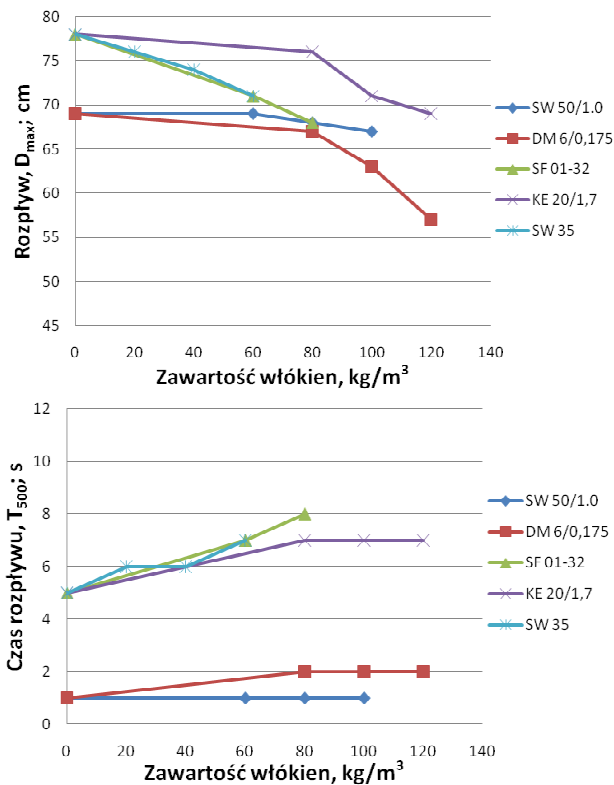


Rys. 2. Wpływ rodzaju i zawartości włókien syntetycznych na średnicę oraz czas rozptywu mieszanek SCC (mieszanka C2)

Szczególnie jest to widoczne w przypadku średnicy rozptywu dla włókien bazaltowych 12 mm, z którymi mieszanka SCC utraciła swoje właściwości samozagęszczalności. Wpływ wzrostu udziału objętościowego włókien polipropylenowych nie przekłada się na znaczny spadek średnicy rozptywu. Czas rozptywu wyraźnie zwiększa się wraz ze wzrostem udziału objętościowego włókien polipropylenowych 25 mm.

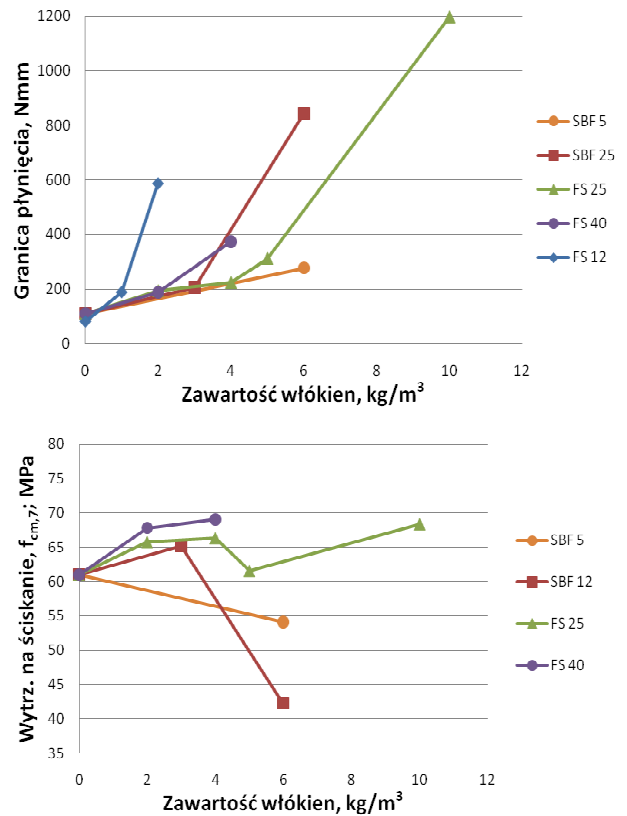
Na rysunku 3 przedstawiono wpływ rodzaju i udziału objętościowego włókien stalowych na średnicę rozptywu D_{max} oraz czas rozptywu T_{500} mieszanek samozagęszczalnych. Mieszanka bez dodatku włókien spełniała dwie klasy konsystencji. Generalnie wraz ze wzrostem ilości dozowanych włókien stalowych, pogarsza się urabialność mieszanek z ich dodatkiem. Stwierdzono brak utraty samozagęszczalności SCC ze wszystkimi badanymi włóknami stalowymi dla zawartości włókien do 40 kg/m³. Przy dozowaniu 60 kg/m³, nastąpiła największa utrata samozagęszczalności (D_{max} z 780 do 720 mm) dla mieszanki z dodatkiem wybranych włókien stalowych długich. Zaobserwowano niewielki spadek średnicy

rozpływu dla mieszanek z zawartością 80 kg/m^3 włókien stalowych krótkich. Wartość średnicy rozpływu dla włókien najdłuższych 50 mm jest praktycznie niezmienna w przedziale dozowania $60\text{-}100 \text{ kg/m}^3$. Utrata parametrów samozagęszczalności nastąpiła dla mieszanki z dodatkiem włókien najkrótszych przy zawartości 120 kg/m^3 . Czas rozpływu T500 badanych mieszanek samozagęszczalnych wzrasta wraz ze wzrostem zawartości włókien w mieszance. Dla zawartości włókien w przedziale $80\text{-}100 \text{ kg/m}^3$ zaobserwowano brak zwiększenia się czasu rozpływu mieszanek w przypadku 3 typów włókien.



Rys. 3. Wpływ rodzaju i zawartości włókien stalowych na średnicę oraz czas rozpływu mieszanek SCC (mieszanka C2)

Na rysunku 4 przedstawiono wpływ rodzaju i zawartości włókien syntetycznych na wartość granicy płynięcia g oraz na wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,7}$. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że wartość granicy płynięcia wzrasta wraz ze wzrostem udziału objętościowego włókien w mieszance. Wykazano wpływ materiału włókien na wartość granicy płynięcia. W przypadku mikro-włókien polipropylenowych stwierdzono największy przyrost granicy płynięcia g dla zawartości 2 kg/m^3 w mieszance samozagęszczalnej. W przedziale zawartości $2\text{-}4 \text{ kg/m}^3$, mieszanki z makro-włóknami polipropylenowymi oraz bazaltowymi charakteryzują się stosunkowo najniższą wartością granicy płynięcia. Dla zawartości 6 kg/m^3 włókien bazaltowych długości 5 mm mieszanka z ich dodatkiem wykazuje najmniejszy przyrost wartości granicy płynięcia. Dla zawartości 6 kg/m^3 włókien długich bazaltowych dodawanych do mieszanki, następuje relatywnie najwyższy wzrost granicy płynięcia.



Rys. 4. Wpływ rodzaju i zawartości włókien syntetycznych na wartość granicy płynięcia g i wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,7}$ (mieszanka C2)

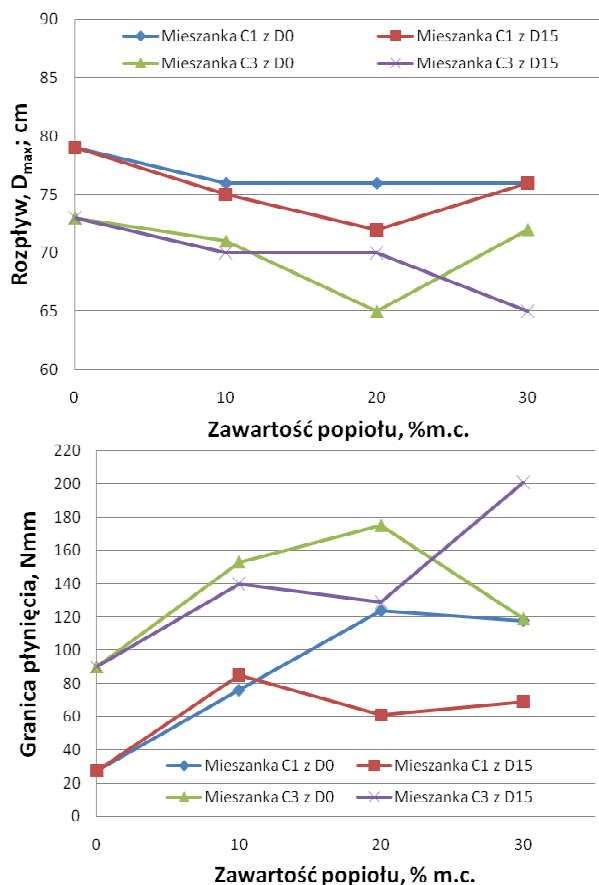
Dodatek 10 kg/m^3 włókien polipropylenowych długości 25 mm spowodował wzrost wartości granicy płynięcia ze 100 do 1200 Nmm .

Stwierdzono najwyższy przyrost wytrzymałości dla betonów SCC z dodatkiem 4 kg/m^3 włókien polipropylenowych długości 40 mm względem betonu bez włókien. Zbliżoną wartość $f_{cm,7}$ uzyskano dla betonu z 10 kg/m^3 włókien polipropylenowych 25 mm . Beton z włóknami bazaltowymi 5 i 12 mm (6 kg/m^3) charakteryzował się spadkiem wartości $f_{cm,7}$ w odniesieniu do betonu bez włókien.

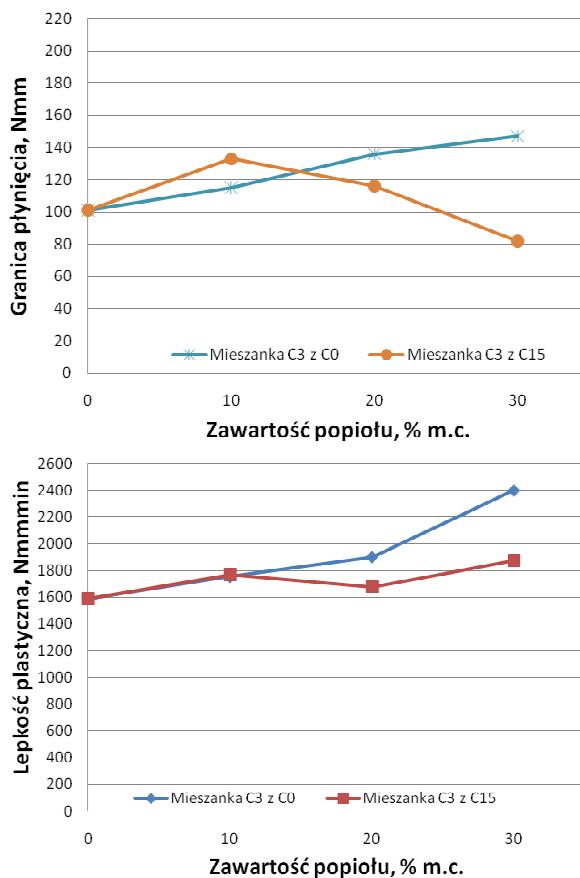
Na rysunku 5 przedstawiono wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego (dostawa D) i jego stopnia przemiału na średnicę rozpływu D_{max} oraz parametry reologiczne (mieszanka C1 i C3). Wzrost zawartości popiołu lotnego wapiennego w mieszance powoduje zmniejszenie średnicy rozpływu oraz wzrost wartości granicy płynięcia g . Następuje utrata urabialności, ale w stopniu pozwalającym zachować właściwości mieszanki samozagęszczalnej. Obserwowane jest pogorszenie urabialności wraz ze wzrostem zawartości PLW o 10 i 20% a dla 30% poprawa urabialności. Ta tendencja musi być potwierdzona w dodatkowych badaniach. Domielanie PLW nie powodowało jednoznacznie mniejszej utraty urabialności przez mieszanki betonowe z ich dodatkiem. W kolejnych badaniach obserwowano większą granicę płynięcia g mieszanek z PLW niedomielanym.

Na rysunku 6 przedstawiono wpływ zawartości PLW (dostawa C) i jego stopnia przemiału na wartość granicy płynięcia g oraz lepkość plastyczną h (mieszanka C3). W przypadku PLW niedomielanego stwierdzono wzrost

granicy płynięcia g wraz ze wzrostem udziału objętościowego PLW w mieszance. Mieszanka z PLW domielonym charakteryzowała się wzrostem granicy płynięcia dla 10% PLW oraz obniżaniem granicy płynięcia dla 20 i 30% PLW. Lepkość plastyczna wzrastała w mieszankach z PLW niedomielonym wraz ze wzrostem ich udziału objętościowego w mieszance. W przypadku PLW domielonego lepkość plastyczna wzrastała wraz ze wzrostem udziału objętościowego PLW w mieszance.



Rys. 5. Wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego (dostawa D) i jego stopnia przemiału na średnicę oraz wartość granicy płynięcia g (mieszanka C1 i C3)



Rys. 6. Wpływ zawartości popiołu lotnego wapiennego (dostawa C) i jego stopnia przemiału na wartość granicy płynięcia g oraz lepkość plastyczną h (mieszanka C3)

5. Podsumowanie

Badania wykazały niekorzystny wpływ PLW surowych (bez przemiału) dodawanych do mieszanki na jej właściwości reologiczne i urabialność. Aktywacja popiołów (ich przemiał) poprawia ich właściwości i są one dobrym dodatkiem do mieszanek betonowych. Zwraca uwagę większa lepkość zapraw z PLW, co jest bardzo korzystne w przypadku betonów samozagęszczalnych.

Przedstawione badania betonów samozagęszczalnych modyfikowanych włóknami wykazują wpływ ich dodatku na pogarszanie się urabialności mieszanki samozagęszczalnej.

Należy zaznaczyć, że pomimo pogarszania się urabialności, można uzyskać mieszanki samozagęszczalne z dodatkiem włókien stalowych oraz syntetycznych. Samozagęszczalność mieszanek betonowych pogarsza się wraz ze wzrostem udziału objętościowego włókien w mieszance samozagęszczalnej. Z punktu widzenia zachowania samozagęszczalności mieszanek z dodatkiem włókien stalowych, ich zawartość na poziomie 80 kg/m^3 nie powoduje znacznego pogorszenia urabialności.

Rozpatrywane włókna syntetyczne również wpływają na pogarszanie urabialności mieszanek samozagęszczalnych z ich dodatkiem. Wykazano największe pogorszenie samozagęszczalności mieszanek z dodatkiem mikro-włókien polipropylenowych długości 12 mm. Mieszanka

z zawartością 2 kg/m³ tych włókien utraciła właściwości mieszanki samozagęszczalnej. Mieszanki z dodatkiem włókien polimerowo-bazaltowych utraciły właściwości mieszanki samozagęszczalnej przy zawartości 6 kg/m³. Najmniejsze pogorszenie samozagęszczalności uzyskano dla mieszanek betonowych z dodatkiem włókien polipropylenowo-polietylenowych. Dozowanie tych włókien w ilości do 4 kg/m³ powoduje zmniejszanie się średnicy rozplywu mieszanek samozagęszczalnych z ich dodatkiem o około 90 mm.

Badania reologiczne mieszanek samozagęszczalnych potwierdziły trend wzrostu wartości granicy płynięcia g wraz ze wzrostem ilości dozowanych włókien syntetycznych. Badania potwierdziły korelację uzyskanych wyników pomiędzy testem technologicznym rozplywu a reometrycznym testem urabialności. Stwierdzono wpływ rodzaju i zawartości włókien na pogarszanie właściwości reologicznych mieszanek SCC. Dodatek zbrojenia rozproszonego szczególnie w postaci włókien polipropylenowych w sposób nieznaczny wpływa na poprawę wytrzymałości na ściskanie. Nie stwierdzono wpływu włókien bazaltowych na wzrost wytrzymałości betonu SCC z ich dodatkiem.

Literatura

- Aitcin P.-C. (1998). High Performance Concrete. *E & F.N. Spon*, London.
- Banfill P.F.G. (2003). The rheology of fresh cement and concrete – a review. W: Proc. of the *11th International Cement Chemistry Congress*, Durban 2003, 50-62.
- Brandt A.M. (2000). Zastosowanie włókien, jako uzbrojenia w elementach betonowych. W: *Materiały Konferencji „Beton na progu nowego Milenium”*. Kraków, 433-444.
- Giergiczny Z. (2006). Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych. *Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej*, Kraków.

- Gołaszewski J. (2006). Wpływ superplastyfikatorów na właściwości reologiczne mieszanek na spoiwach cementowych w układzie zmiennych czynników technologicznych. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Gołaszewski J., Giergiczny Z. (2010). Kształtowanie właściwości reologicznych mieszanek na spoiwach cementowych z dodatkiem popiołu lotnego wapiennego. W: *Materiały Konferencji „Energia i Środowisko w Technologii materiałów budowlanych, ceramicznych, szklarskich i ogniotrwałych”*, Opole.
- Neville A.M. (2000). Właściwości betonu. *Polski Cement*, Kraków 2000.
- Szwabowski J. (1999). Reologia mieszanek na spoiwach cementowych. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.

THE INFLUENCE OF HIGH CALCIUM FLY ASH AND FIBRES ON CHOSEN CHARACTERISTICS OF SELF-COMPACTING CONCRETE

Abstract: The methodology and test results are presented and discussed in the paper. The influence of high calcium fly ash and fibres on workability and mechanical properties of Self-Compacting Concrete (SCC) are analysed. The rheological parameters of SCC – behaves as a Bingham body, their rheological parameters yield value g and plastic viscosity h were determined by using new kind of rheometer BT2 to mortar and concrete mix research. The mechanical parameter of SFRSCC – the cube compressive strength were presented as well. In the research, an experimental verification of a significance of an influence: type and volume fraction of fibres on rheological properties of SFRSCC was investigated. The length of fibres has the significant influence on yield value g and plastic viscosity h of SCC. The significant influence of the length of fibres on plastic viscosity h of tested polypropylene 25 mm fibres in SCC was only observed.

Badania są współfinansowane przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego

WPROWADZENIE ELASTYCZNOŚCI W ZARZĄDZANIU JAKOŚCIĄ NA PRZYKŁADZIE BETONOWANIA

Mahmoud HSINO^{a*}, Jerzy PASŁAWSKI^b

^a Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Pile, 64-920 Piła, ul. Podchorążych 10

^b Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5

Streszczenie: Wprowadzenie systemów zapewnienia jakości w budownictwie poprzez opracowanie odpowiednich standardów (procedury, instrukcje, itp.) przyczyniło się do uporządkowania istniejących zasad działania oraz wprowadzenia jednoznacznej odpowiedzialności. Posiadanie systemu zarządzania jakością nobilituje także przedsiębiorstwo na rynku, czyni bardziej wiarygodnym dostawcą wyrobów lub usług. Niestety zbyt sztywne reguły działania mogą prowadzić do utrudnienia prawidłowego funkcjonowania poprzez ograniczenie inicjatywy i kreatywności pracowników, zbyt biurokratyczne reguły itp. Zastosowanie elastyczności w procedurach zarządzania jakością przyczynić się może do zwiększenia skuteczności i sprawności organizacyjnej dzięki możliwości wariantowania postępowania w celu dostosowania do zmian w otoczeniu.

Słowa kluczowe: systemy zapewnienia jakości, elastyczne procedury, betonowanie.

1. Wprowadzenie

Głównymi motywami skłaniającymi przedsiębiorstwa (w tym i budowlane) do wdrożenia i certyfikacji systemów zarządzania jakością jest chęć poprawy konkurencyjności i wizerunku, usprawnienie działania firmy, podniesienie poziomu jakości wyrobów, spełnianie wymogów stawianych przez kontrahentów, obniżenie kosztów, itp. (Aggarwal, 1995; Llorens-Montes i in., 2004). Systemy te służą m. in. do opanowania problemów pojawiających się podczas realizacji różnych procesów budowlanych dzięki jednoznacznym procedurom postępowania oraz podziałowi kompetencji i odpowiedzialności w przedsiębiorstwie. Dalszymi typowymi etapami rozwoju systemów zarządzania jakością jest wprowadzenie Total Quality Management i Six Sigma.

Wiele organizacji traktuje jednak problem jakości nazbyt poważnie upatrując w nim fetysz, wpadając w tak zwaną pułapkę jakości (Paślawski, 2009; Volberda, 1998; Zalewski, 2004). Polega ona na przesadnym sformalizowaniu procedur (oraz innych elementów systemu). Utrudnia to w znacznym stopniu bieżącą działalność organizacji blokując inicjatywę i zaangażowanie pracowników. Zbyt sztywność procedur postępowania przy konieczności działania w dynamicznie zmiennym otoczeniu niesie za sobą ryzyko zakłóceń, strat, opóźnień itp.

Umiejętność detekcji zagrożeń, bezpośrednia obserwacja zaistniałych błędów, usterek oraz wad, pozwala na opracowanie skutecznego toku postępowania w celu ich usunięcia. W oparciu o te doświadczenia tworzone jest archiwum z kolejnymi przypadkami stanowiącymi podstawę *biblioteki dobrych praktyk* (rezultat ciągłego doskonalenia i uczenia się z przykładów). Ten tok postępowania oparty na monitorowaniu ma na celu zniwelowanie usterek, wad i zakłóceń poprzez wyeliminowanie ich źródeł lub ograniczenie ich wpływu na rezultaty procesów w toku. Jedną z dróg realizacji tych działań jest wprowadzenie *elastycznego* podejścia w postaci wielowariantowej koncepcji realizacji danego procesu, w zależności od zmienności i turbulencji otoczenia, tzn. elastyczności umożliwiającej łatwy dobór opcji realizacji do aktualnych warunków.

Celem planowanych badań jest analiza systemów zarządzania jakością pod kątem możliwości zastosowania elastyczności w wybranych procesach technologicznych. W omawianym przypadku będzie to proces betonowania w dwóch skrajnych sytuacjach oddziaływania dynamicznie zmiennych warunków realizacji. Pierwszy dotyczy zastosowania elastyczności podczas betonowania w warunkach obniżonej temperatury (warunki klimatyczne krajowe) a drugi z nich – w warunkach podwyższonej temperatury (warunki klimatyczne syryjskie).

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m-hsino@o2.pl

2. Idea zastosowania elastyczności przy betonowaniu w obniżonej temperaturze

Omawiana na wstępie pułapka jakości prowadzi do zbyt sztywnych procedur postępowania, które w niektórych sytuacjach mogą zwiększać ryzyko operacyjne. Wynika ono z przyjęcia jedynej możliwej opcji realizacji określonych procesów budowlanych zgodnie z daną procedurą. W rezultacie – biorąc pod uwagę dynamiczną zmienność otoczenia – prowadzi to do zwiększonego ryzyka nie spełnienia wymagań jakościowych (stosowanie jednej metody realizacji pomimo zmian warunków) lub często wstrzymywania robót ze względu na oczekiwanie na warunki sprzyjające realizacji procesów określoną metodą.

Elastyczność w proponowanym ujęciu oznacza przygotowanie pewnej liczby opcji realizacji procesu umożliwiających najlepsze dopasowanie do stwierdzonych lub przewidywanych warunków otoczenia. W przeciwieństwie do typowych elastycznych systemów produkcyjnych skoncentrowanych na dostosowaniu do zmiennego asortymentu produkcji, w budownictwie zastosowanie elastyczności odnosi się do możliwości dostosowania do dynamicznie zmiennych warunków realizacji procesów.

Przykładem sytuacji, kiedy zastosowanie elastyczności w systemie zapewnienia jakości wydaje się szczególnie uzasadnione, jest betonowanie w warunkach obniżonej temperatury. W opisywanym przypadku wykorzystano doświadczenia przy zarządzaniu jakością betonu w konstrukcjach obiektów autostradowych (Procedure FM.8.PR.027, 1999). Opierając się na znajomości aktualnych warunków oraz prognozie na najbliższe 24/48 godzin można określić zalecany tok postępowania w danych warunkach, mając na uwadze osiągnięcie wymaganej wytrzymałości mrozowej (8-10 MPa) w relatywnie krótkim okresie (przykładowo 48 godzin). Przyjęto, że do dyspozycji są następujące opcje:

- podgrzewanie mieszanki betonowej (bez podgrzewania, 10°C, 15°C i 20°C);
- modyfikacja domieszkami umożliwiającymi betonowanie w obniżonej temperaturze (bez domieszki, niskie dozowanie, średnie dozowanie, wysokie dozowanie);
- osłanianie/podgrzewanie dojrzewającej mieszanki (bez osłon, osłony termoizolacyjne, słaby nagrzew, silny nagrzew).

Ponieważ w omawianym przypadku opieramy się na procedurze betonowania w budownictwie komunikacyjnym nie wzięto pod uwagę możliwości przedozowania ilości cementu.

Ogólna formuła postępowania przy betonowaniu dla określonej receptury R1 jest następująca

$$\text{If TA= H and TT= H then TACTIC} = \text{T221}, \quad (1)$$

gdzie TA jest aktualną temperaturą otoczenia (H oznacza przedział od 0,1 do +5°C), TT jest prognozowaną temperaturą otoczenia (H oznacza przedział od 0,1 do +5°C), TACTIC jest to taktyka postępowania przy betonowaniu, przykładowo T221 – taktyka przy betonowaniu oznaczająca:

- podgrzewanie mieszanki betonowej na poziomie średnim (15°C),
- dozowanie domieszki na poziomie średnim (1% m. c.),
- osłanianie dojrzewającego betonu matą izolacyjną.

Naturalnie w omawianej sytuacji należy także przewidzieć monitoring otoczenia i procesu w toku (kontrola narastania wytrzymałości betonu). Monitoring procesu może w najprostszym przypadku polegać na badaniu specjalnie w tym celu przygotowanych próbek (dojrzewających analogicznie do betonowanej konstrukcji), poprzez pobranie odwiertów z konstrukcji aż do badania temperatury (i ewentualnie innych czynników, np. wilgotności) wewnątrz dojrzewającej konstrukcji i wnioskowania na tej podstawie o narastaniu wytrzymałości w czasie rzeczywistym (Karłowski, 2008; Karłowski i Paślawski, 2008; Witakowski, 2005). Zebrane w ten sposób informacje mogą służyć nie tylko do potwierdzenia prawidłowości przebiegu aktualnie realizowanego procesu (należy także uwzględnić możliwość niezgodności prognozy z przebiegiem rzeczywistym), lecz także umożliwiać systematyczne doskonalenie taktyk działania zestawionych w tabeli decyzyjnej – tabela 1.

Przedstawiona powyżej tabela decyzyjna umożliwia dobór opcji postępowania dla różnych warunków betonowania i późniejszego dojrzewania. Podejście to różni się istotnie od sytuacji, kiedy przewiduje się zastosowanie jednego sposobu postępowania przy realizacji określonego procesu budowlanego. Systematyczna analiza rezultatów zastosowania określonych taktyk w danych warunkach stanowi podstawę nauki z przykładów i ciągłego doskonalenia.

Tab. 1. Tabela decyzyjna przy betonowaniu w obniżonej temperaturze

Warunki betonowania	Prognozowane warunki dojrzewania (48 h)			
	H (5°C - 0,1°C)	M (0°C - -4,9°C)	L (-5°C - -9,9°C)	EL (-10°C - -14,9°C)
H (5°C - 0,1°C)	T221	T222	T233	T233
M (0°C - -4,9°C)	T221	T321	T333	T333
L (-5°C - -9,9°C)	T321	T322	T333	T333

3. Idea zastosowania elastyczności przy betonowaniu w warunkach podwyższonej temperatury

Analogiczną sytuacją do wyżej opisanej jest zastosowanie elastyczności w systemie zapewnienia jakości w odniesieniu do procedur betonowania w warunkach podwyższonej temperatury. W tej sytuacji uzasadnione jest zastosowanie elastyczności w postaci wielo-wariantowej koncepcji realizacji betonowania w celu przeciwdziałania skurczowi spowodowanemu wysychaniem betonu oraz redukcji różnicy temperatur pomiędzy powierzchnią a jego rdzeniem (ograniczenie naprężeń termicznych i ryzyka spękań betonu) itp. W zależności od zmiennych warunków (koncentrując się na temperaturze powietrza) proponuje się następujący podział (latem):

1. dobre warunki do betonowania tj. od 15°C do 24,9°C,
2. możliwe warunki do betonowania od 25°C do 34,9°C,
3. ciężkie warunki do betonowania od 35°C do 44,9°C.

W związku z powyższym w pełni uzasadnione jest zastosowanie elastyczności w postaci różnych procedur zapewniających większą ciągłość robót budowlanych bez niepotrzebnych przerw technologicznych, zbędnych przestoju brygad, sprzętu i maszyn.

W tym celu proponuje się zastosowanie następujących wariantów:

- a) warstwa ochronna natryskiwaną z materiału typu Alsimvel Pink (Cimphil rose) lub Lanco-covers w celu zapobiegania parowaniu wody i wysychaniu powierzchni betonu;
- b) warstwa piasku (o grubości około 0,1 m) na powierzchni świeżego betonu i polewać ją wodą, aby zapobiec jej wyparowaniu i powstawaniu rys (o ile betonowana powierzchnia jest pozioma);
- c) materiały zmienno-fazowe (PCM, ang. *phase change materials*) w celu ograniczenia narastania temperatury betonu na skutek wydzielania ciepła hydratacji dzięki absorpcji ciepła niezbędnego do przemiany fazowej dodatku, uzyskując w efekcie redukcję gradientów termicznych i redukcję naprężeń termicznych, powstałych pomiędzy powierzchnią mieszanki a jej rdzeniem;
- d) chłodzić wodę zarobową lub dodawać kostki lodu do mieszanki;
- e) domieszki opóźniające wiązanie.

Spośród wymienionych wyżej wariantów na szczególną uwagę zasługuje możliwość dodatku materiałów zmienno-fazowych (punkt c). Ich zastosowanie w warunkach obniżonej temperatury zostało potwierdzone doświadczalnie (Bentz i Turpin, 2007). Efekty nie tylko obejmują fazę wstępnego dojrzewania (ograniczenie możliwości zamarzania betonu), lecz także fazę eksploatacji – zmniejszenie liczby cykli zamrażania-rozmrażania dzięki buforowi ciepła przemiany fazowej. Z punktu widzenia betonowania w warunkach podwyższonej temperatury zastosowanie tego dodatku zapewnić może ograniczenie piku termicznego we wstępnej fazie dojrzewania mieszanki betonowej – maksymalna dopuszczalna temperatura mieszanki betonowej (PN-V-83002, 1999) określona jest

w granicach od 29°C do 32°C (Jasiczak, 1987; Neville, 2000).

4. Wnioski

Zaprezentowana analiza możliwości zastosowania elastyczności w procedurach zarządzania jakością wraz z koncepcją zastosowania jej przy betonowaniu w warunkach obniżonej i podwyższonej temperatury pozwala na wyciągnięcie następujących wniosków:

1. Szytwe procedury zapewnienia jakości mogą prowadzić do ograniczenia zdolności dostosowania do zmiennych warunków otoczenia, co w przypadku realizacji procesów budowlanych wystawionych na bezpośrednie oddziaływanie dynamiczne zmiennego otoczenia oznaczać może albo kontynuację robót w zmiennych warunkach (ryzyko zaniżenia jakości) lub konieczność wstrzymania robót (ryzyko wydłużenia terminu realizacji).
2. Elastyczność w proponowanym ujęciu oznacza przygotowanie pewnej liczby opcji realizacji procesu umożliwiających najlepsze dopasowanie do stwierdzonych lub przewidywanych warunków otoczenia.
3. W budownictwie zastosowanie elastyczności odnosi się do możliwości dostosowania do dynamicznie zmiennych warunków realizacji procesów (w przeciwieństwie do typowych elastycznych systemów produkcyjnych skoncentrowanych na dostosowaniu do zmiennego asortymentu produkcji).
4. Omawiany przykład wprowadzenia elastyczności przy betonowaniu poprzez modyfikację stosowanych materiałów (zastosowanie dodatku materiałów zmienno-fazowych) ilustruje możliwość ograniczania ryzyka operacyjnego, zapewnienie większej zgodności przebiegu realizowanych procesów z planem oraz zdolność do przekraczania barier technologicznych
5. Biorąc pod uwagę wzajemne oddziaływanie zarządzania jakością i elastycznością logicznym wydaje się postępowanie zakładające priorytet dla budowy systemów zapewnienia jakości, a następnie – po zdobyciu doświadczeń z wykorzystaniem opracowanych procedur – analizę możliwości wprowadzenia elastyczności w wybranych przypadkach.
6. Prezentowany przykład ilustruje potencjalne korzyści z wprowadzenia opcji elastyczności w zakresie zapewnienia jakości przy zarządzaniu procesami produkcyjnymi w budownictwie
7. Istotną zaletą omawianego rozwiązania jest możliwość cyklicznego uczenia się na podstawie analizowanych przykładów.
8. W rezultacie systematycznie gromadzone informacje mogą prowadzić do rozwijania autonomicznego systemu doradczego wspomagającego kierownika budowy w podejmowaniu decyzji operacyjnych.

Literatura

- Aggarwal, S. (1995). Flexibility Management: The Ultimate Strategy. *Industrial Management*, Vol. 37, No. 6, 20-26.
- Bentz D. P., Trupin R. (2007). Potential applications of phase change materials in concrete technology. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 29, 527-532.
- Jasiczak J. (1987). Technologia monolitycznych robot betonowych wykonywanych w krajach o klimacie suchym i gorącym. *Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej*, Poznań.
- Karłowski A. (2008). Telemetric system for management in concrete process. W: Proc. of the 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Vilnius "Technika", 318-323.
- Karłowski A., Paślawski J. (2008). Monitoring of construction processes in the variable environment. *Technological and Economic Development of Economy*, Vol. 14, 503-517.
- Lloréns-Montes, F. Javier, García-Morales, Víctor J. and Verdú-Jover, Antonio J. (2004). Flexibility and quality management in manufacturing: an alternative approach. *Production Planning & Control*, Vol. 15, 525-533.
- Neville A. M. (2000). Właściwości betonu. *Polski Cement*, Kraków.
- Paślawski J. (2009). Elastyczność w zarządzaniu realizacją procesów budowlanych. *Wyd. Politechniki Poznańskiej*, Poznań.
- Procedure FM.8.PR.027 (1999). Winter Concreting, Quality Assurance System. *Fougerolle International – Mostostal Warszawa S. A.*, Poznań.
- Volberda H. (1998). Building the flexible firm. How to remain competitive. *Oxford University Press*, Oxford.
- Witakowski P. (2005). Internetowy system nadzoru dla budownictwa betonowego. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 4/2005, 34-39.
- Zalewski R. I. (2004). Jakość i elastyczność produkcji. W: Szanse i perspektywy polskiej gospodarki w Unii Europejskiej, Skawińska E. (red.). *Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne*, Warszawa, 87-130.

INTRODUCTION OF FLEXIBILITY IN THE QUALITY MANAGEMENT SYSTEM BASED ON CONCRETING EXAMPLE

Abstract: The introduction of quality systems in the construction industry by developing appropriate standards (procedures, instructions, etc.) contributed to clarifying the existing rules of operation, and the introduction of clear responsibilities. Having a quality management system also ennobles the company in the market, makes a more reliable supplier of goods or services. Unfortunately, too rigid rules of operation may lead to difficulties by limiting the proper functioning of the initiative and creativity of workers, the bureaucratic rules of operation, etc. The use of flexibility in the procedures of quality management can contribute to enhancing the effectiveness and efficiency through capacity of variant proceedings in order to adapt to changes in the environment.

Autorzy składają podziękowanie za wsparcie finansowe badań z Działalności Statutowej Instytutu Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej

LOKALIZACJA GŁÓWNYCH EMITORÓW ZANIECZYSZCZEŃ W UKŁADACH URBANISTYCZNYCH MIAST: BIAŁYSTOK, OSTROŁĘKA I EŁK I ICH WPŁYW NA TERENY OTACZAJĄCE

Henryk JAROS*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W rozwijających się miastach, duże emitory zanieczyszczeń znajdowały się poza miastem, natomiast obecnie są otaczane zabudową mieszkaniową, albo emitowane przez nie zanieczyszczenia są wynoszone na nowe dzielnice. Przeprowadzono badania dotyczące weryfikacji kierunków rozwoju zabudowy miasta i oceny oddziaływania emitatorów zanieczyszczeń na tereny zabudowane. Problem analizowano na przykładzie Białegostoku w którym największym emitorem jest Elektrociepłownia Białystok, zlokalizowana w północnej części miasta i Ciepłownia Zachód w części południowo-zachodniej. W północno-wschodniej części Ostrołęki, znajduje się elektrownia, która jest największym emitorem zanieczyszczeń w tej części kraju. W Ełku funkcjonuje „Specjalna Strefa Ekonomiczna”, skupiająca 26 zakładów przemysłowych, w granicach miasta. Z badań wynika że Elektrociepłownia Białystok niekorzystnie oddziałuje na dzielnice w części północnej miasta, natomiast zanieczyszczenia z Ciepłowni Zachód, wynoszone są na teren miasta. Pył emitowany z elektrowni Ostrołęka, osiada na terenie całego miasta, natomiast emitowane gazy, wywołują powstanie kwaśnych deszczy, których skutki są widoczne w odległości do 20 km od elektrowni. Z powodu braku danych, nie można jednoznacznie ocenić wpływu „Specjalnej Strefy Ekonomicznej w Ełku”, na sąsiednie tereny zabudowane.

Słowa kluczowe: emitator zanieczyszczeń, układ urbanistyczny miasta, funkcja terenu, tereny zabudowy, oddziaływanie na tereny otaczające.

1. Wprowadzenie

W układzie funkcjonalnym miasta, występują tereny zabudowy mieszkaniowej, użyteczności publicznej, rekreacji i wypoczynku, zieleni miejskiej, usług i tereny przemysłowe o różnym charakterze i oddziaływaniu na tereny sąsiednie. Dużym emitorem zanieczyszczeń w każdym mieście jest ciepłownia. Występują także inne, skupione na wydzielonym obszarze miasta, pełniącym funkcje dzielnicy przemysłowej, obszaru specjalnej strefy ekonomicznej lub terenu usług. Są one połączone siecią dróg kołowych, tworząc jeden spójny system miasta.

Zanieczyszczenie terenu wokół emitora, zależy od ilości emitowanych spalin, wysokości komina, stanu stabilności atmosfery, temperatury i prędkości spalin przy wylocie, wysokości wzniosu obłoku spalin. Maksymalne stężenie cząstek zanieczyszczenia na powierzchni gruntu, znajduje się w linii wzdłuż kierunku wydostającego się z komina obłoku zanieczyszczenia. Duża wysokość komina, zmniejsza stężenie zanieczyszczeń w najbliższym otoczeniu, lecz powoduje przemieszczanie się ich, na większe odległości (Rup, 2006).

W zależności od rodzaju emisji zanieczyszczeń, gleby mogą ulegać zakwaszeniu, alkalizacji i zasoleniu. W glebach może wzrastać zawartość metali ciężkich, węglowodorów i innego rodzaju substancji organicznych. Wymywanie z atmosfery pyłów, prowadzi do alkalizacji gleb. Zakwaszanie gleb, spowodowane jest głównie emisją SO_2 przez elektrownie, przemysł hutniczy i chemiczny (Juda-Rezler, 2000). Ilość związków siarki docierających do gleby, zależy od średniorocznego stężenia tych związków w powietrzu atmosferycznym i warunków pogodowych, które powodują wymywanie ich z powietrza i przechodzenie do gleby (Alloway, 1999; Laudyn i in., 2009).

Na skutek emisji pyłów przez glebę z powietrza atmosferycznego i infiltracji zanieczyszczonych wód opadowych, występują niekorzystne zmiany w powierzchniowych warstwach gleby (Merkisz, 2005). Pogarszają się ich właściwości chemiczne, fizyczne i biologiczne. Skutkiem zakwaszenia gleb jest wypieranie z kompleksu sorpcyjnego kationów Ca^{2+} i Mg^{2+} i wzmożone ich wymywanie, co powodujące naruszenia równowagi jonowej w środowisku glebowym. W zakwaszonych

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: henrykjaros@poczta.onet.pl

glebach zwiększa się ruchliwość metali ciężkich (Badera, 2002). Proces nityfikacji ulega zmniejszeniu pod wpływem kwaśnych deszczy, ponieważ obniżone pH gleb, wpływa na zmniejszenie aktywności i liczebności mikroorganizmów w glebie. Zakwaszenie gleb odbywa się głównie w warstwie wierzchniej od 0 do 10 cm (Greszta i in., 2002).

Rodzaj i intensywność niekorzystnych oddziaływań terenu przemysłowego lub usług na tereny zabudowy mieszkaniowej, zależy od usytuowania źródeł emisji w odniesieniu do układu zabudowy i kierunków wiatru. Właściwa lokalizacja emitorów zanieczyszczeń, może skutkować małą uciążliwością lub jej brakiem, natomiast lokalizacja niewłaściwa, skutkuje wynoszeniem emitowanych zanieczyszczeń na tereny zabudowy mieszkaniowej i znacznie obniża komfort życia mieszkańców.

2. Zakres i metody badań

Badania przeprowadzono na terenie trzech miast: Białystok, Ostrołęka i Ełk w których występują różne źródła dużych emisji zanieczyszczeń. Celem badań jest dokonanie oceny poprawności lokalizacji głównych emitorów zanieczyszczeń w mieście i ich oddziaływanie na tereny otaczające w tym na tereny zabudowy mieszkaniowej (tab. 1).

W Białymstoku zanieczyszczenia pochodzą z ciepłowni oraz od ruchu pojazdów. W Ostrołęce znajduje się największa elektrownia w Polsce północno-wschodniej. Ełk natomiast posiada Specjalną Strefę Ekonomiczną w której znajdują się zakłady przemysłowe, skumulowane na niewielkiej części obszaru miasta.

Ocenę uciążliwości funkcjonowania emitorów zanieczyszczeń na środowisko i mieszkańców terenów przyległych, dokonano na podstawie wyników pomiarów prowadzonych przez WIOŚ, „Program ochrony powietrza dla aglomeracji białostockiej”, danych Zespołu Elektrowni Ostrołęka, pozwoleń na korzystanie ze środowiska zakładów w SSE oraz badań własnych kwasowości gleby w rejonie emitorów.

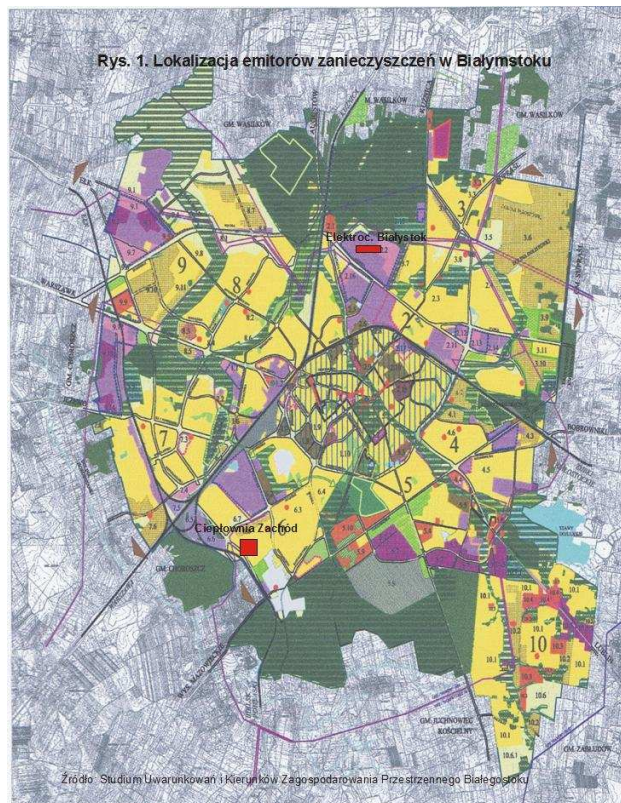
Oddziaływanie Elektrociepłowni Białystok, Ciepłowni Zachód, Zespołu elektrowni Ostrołęka na glebę, określano wykonując pomiary kwasowości pH (H_2O) metodą potencjometryczną za pomocą pehametru w warstwach gleby: 0,0-0,1; 0,1-0,2; 0,2-0,30 m. Punkty pomiarów wyznaczono w linii głównego kierunku wiatrów występujących na badanym terenie i przenoszenia zanieczyszczeń w różnych odległościach od emitora.

3. Wyniki badań

3.1. Emisja zanieczyszczeń na obszarze Białegostoku

Największym emitorem zanieczyszczeń na terenie Białegostoku jest „Elektrociepłownia Białystok”, znajdująca się w północnej części miasta (rys. 1). W kierunku północnym oraz północno-wschodnim

i wschodnim od elektrociepłowni, znajdują się osiedla mieszkaniowe. W kierunku południowym od elektrociepłowni, znajduje się intensywna zabudowa mieszkaniowa z zabudową wielorodzinną.



Rys. 1. Źródła emisji zanieczyszczeń na terenie Białegostoku

Pomiary WIOŚ w Białymstoku w roku 2009, opublikowane w witrynie internetowej WIOŚ, wykazały, że miasto Białystok wyemitowało ogółem 188 ton zanieczyszczeń pyłowych i 832 386 tony zanieczyszczeń gazowych. Z obliczeń prowadzonych w ramach opracowania „Program ochrony powietrza dla aglomeracji białostockiej” w roku 2011 wyemitowane zostaną do atmosfery zanieczyszczenia w ilości:

- emisja punktowa 541,917 Mg/rok (około 60% emisji ogólnej),
- emisja powierzchniowa 265,948 Mg/rok (około 30% emisji ogólnej),
- emisja liniowa 86,535 Mg/rok (około 10% emisji ogólnej).

Z danych zawartych w dokumencie „Raport Środowiskowy Elektrociepłowni Białystok w roku 2009” wynika że w wyniku spalania węgla występuje emisja SO_2 na poziomie 225 g/GJ wyprodukowanej energii, NO_2 – 225 g/GJ, CO – 20 g/GJ, pył – 10 g/GJ energii. Roczna emisja pyłu wynosi 360,4216 Mg. Elektrociepłownia Białystok posiada łączną moc 579 MW i jest wyposażona w urządzenia odpylające o sprawności redukcji pyłu około 98-99%, oraz palniki niskoemisyjne, obniżające emisję tlenków azotu od 30 do 40%.

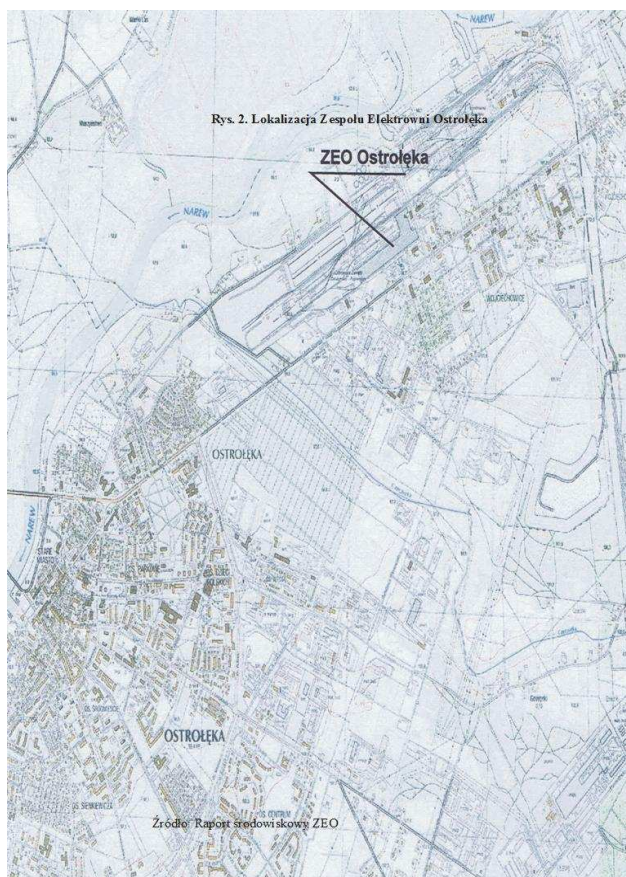
Drugim dużym emitentem zanieczyszczeń na terenie Białegostoku jest Ciepłownia Zachód wytwarzająca 25% energii cieplnej. Jest ona zlokalizowana w południowo-

zachodniej części miasta. Z danych zawartych w dokumencie „Raport Środowiskowy MPEC w roku 2009” wynika że emituje ona do atmosfery w ciągu roku: tlenu azotu – 226 Mg, dwutlenku węgla – 118 Mg, tlenu węgla – 106 Mg, dwutlenku siarki – 27 Mg. Emisja pyłu w roku 2009 wyniosła 47 Mg.

3.2. Emisja zanieczyszczeń w Ostrołęce

Największym emitorem zanieczyszczeń w Ostrołęce jest Zespół Elektrowni Ostrołęka S.A., zlokalizowany w północno-wschodniej części miasta, zajmujący powierzchnię 338,3 ha (rys. 2). W najbliższym jego toczeniu znajduje się Dolina Narwi objęta ochroną w formie obszaru Natura 2000, położona na północ od zakładu, od strony południowej znajdują się tereny zabudowy mieszkaniowej o różnym stopniu zagęszczenia. Od strony wschodniej i zachodniej znajdują się zakłady przemysłowe i osiedla mieszkaniowe. Na podstawie danych „Energia Elektrowni Ostrołęka 2010” wynika że Zespół Elektrowni Ostrołęka S.A. (ZEO S.A.) składa się z dwóch zakładów:

- Elektrociepłowni „A”, pracującej od 1956 r. o mocy cieplnej 367,0 MW i mocy elektrycznej 75 MW;
- Elektrowni „B”, pracującej od 1972 roku o mocy 600 MW (około 1,87% mocy systemu elektroenergetycznego kraju) wyposażonej w 3 bloki energetyczne o mocy około 200 MW każdy. Po modernizacji w roku 2002 i 2003 uzyskano moc 647,5 MW.



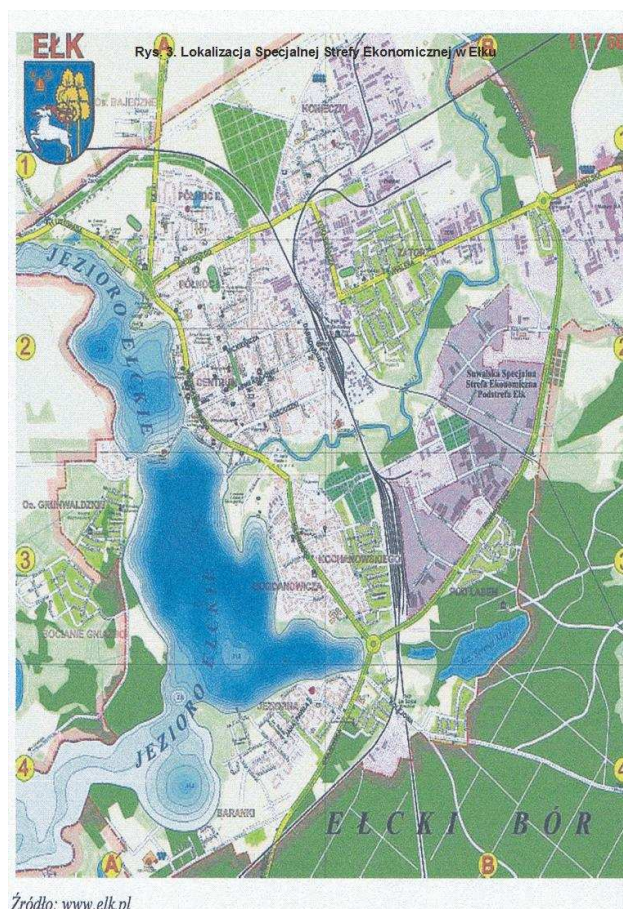
Rys. 2. Lokalizacja Zespołu Elektrowni Ostrołęka

Na podstawie danych zawartych w dokumencie „Raportu ochrony środowiska Zespołu Elektrowni Ostrołęka S.A”., średnia godzinowa emisja zanieczyszczeń z terenu ZEO, wynosi:

- 6153,6 kg SO₂/godzinę, w skali roku emisja wynosi 23647 Mg SO₂,
- 1532,9 kg NO₂/godzinę, w skali roku emisja wynosi 5802 Mg NO₂,
- 627,1 kg pyłu/godzinę, w skali roku emisja wynosi 2320 Mg pyłu,
- 422,4 kg CO/godzinę, w skali roku emisja wynosi 1638 Mg CO.

3.3. Emisja zanieczyszczeń przez Specjalną Strefę Ekonomiczną w Elku

Suwalska Specjalna Strefa Ekonomiczna, podstrefa Elk, znajduje się w południowo-wschodniej części miasta Elk, przy obwodnicy miasta (rys. 3). Od strony północno-zachodniej, obszar strefy ekonomicznej dochodzi do doliny rzeki Elk. Tereny zabudowy mieszkaniowej znajdują się na południe i zachód od strefy ekonomicznej. Na terenie Specjalnej Strefy Ekonomicznej w Elku, aktualnie funkcjonuje 26 firm z 9 różnych branż, tj.: metalowej (8 firm), tworzyw sztucznych (6 firm), elektrotechnicznej (2 firmy), elektronicznej (2 firmy), materiałów budowlanych (2 firmy), poligraficznej (2 firmy), drzewnej (2 firmy), maszynowej (1 firma), spożywczej (1 firma).



Rys. 3. Lokalizacja Specjalnej Strefy Ekonomicznej w Elku

Na podstawie danych uzyskanych z „Wydziału Rolnictwa i Ochrony Środowiska Starostwa Powiatowego w Elku – Decyzje, pozwolenie na wprowadzanie gazów i pyłów do powietrza ze źródeł technologicznych, (poszczególnych zakładów w SSE)”, określone zostały

dopuszczalne poziomy emisji zanieczyszczeń i odniesione do emisji rzeczywistych. Ze względu na duże zróżnicowanie rodzajów emisji z poszczególnych zakładów, do charakterystyki emisji wybrano zakłady reprezentujące branże funkcjonujące w strefie.

Tab. 1. Zestawienie zakładów SSE oraz emisji zanieczyszczeń

Nazwa zakładu	Rodzaje zanieczyszczeń
branża metalowa MG MURBET	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia do powietrza – substancje pyłowo-gazowe, kocioł opalany gazem propan-butan – nie przekracza normy. ▪ Hałas – brak uciążliwości akustycznej obiektu. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Odpady – unieszkodliwiane lub do odzysku.
branża poligraficzna IMPRESS DECOR	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia do powietrza – lotne związki organiczne przekraczają normę i są objęte standardem emisyjnym, kotłownia opalana gazem propan-butan. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Ścieki technologiczne – nie przekracza norm. ▪ Odpady – unieszkodliwiane lub do odzysku.
branża drzewna ECO-PROGRES	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia do powietrza – pył zawieszony, rozpuszczalniki organiczne, kotłownia opalana odpadami drzewnymi – nie przekracza normy. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Odpady – unieszkodliwiane lub do odzysku.
PP CEZAR branża tworzyw sztucznych PP CEZAR	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia do powietrza – pył, akrylaldehyd, metyloetyloketon, kotłownie opalane gazem, lotne związki organiczne – nie przekracza normy. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Odpady – unieszkodliwiane lub do odzysku.
branża materiałów budowlanych PRODACH	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia do powietrza – kotłownia olejowa, kotłownia na biomasę, zbiornik na cement, zbiornik na piasek – nie przekracza normy. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Odpady – unieszkodliwiane lub do odzysku.
branża tworzyw sztucznych PPH AGASTYL	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenia–pyły i związki gazowe – nie przekracza normy. ▪ Hałas – jest i przekracza normy. ▪ Ścieki technologiczne – nie powstają. ▪ Ścieki socjalno-bytowe – do kanalizacji sanitarnej. ▪ Ścieki opadowe – do kanalizacji deszczowej. ▪ Odpady – segregowane, poddawane odzyskowi lub unieszkodliwiane.
Zakład Energetyki Ciepłej PEC	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zanieczyszczenie – spalanie węgla kamiennego – nie przekracza normy. ▪ Hałas – nie jest monitorowany, nie ma w zasięgu osiedli mieszkaniowych. ▪ Odpady – do szczelnych pojemników, odpady niebezpieczne do unieszkodliwiania lub odzysku. ▪ Ścieki opadowe – do stacji uzdatniania wody i dalej do wykorzystywania na cele technologiczne ciepłowni. ▪ Inne ścieki – do oczyszczalni miejskiej.

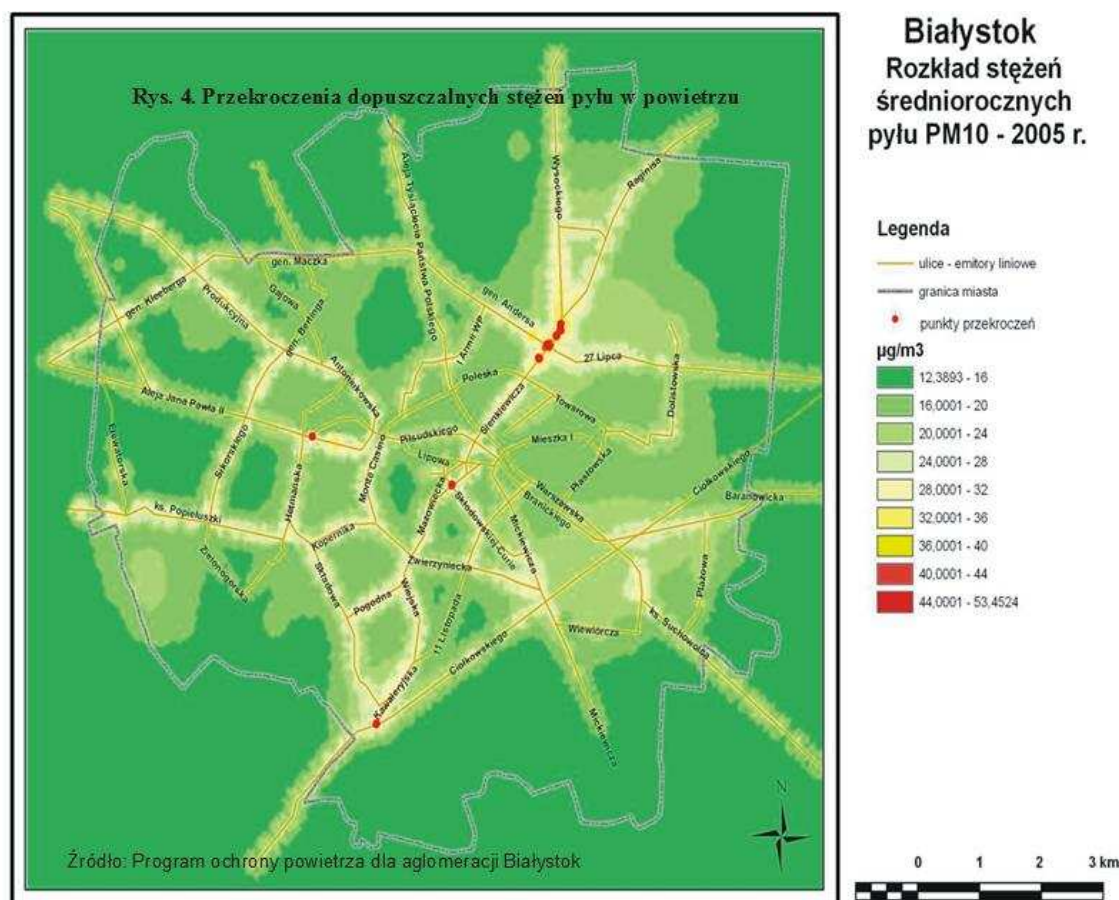
4. Analiza oddziaływań emitorów zanieczyszczeń

4.1. Oddziaływania emitorów na terenie Białegostoku

Wyniki obliczeń wykonanych w dokumencie „Program ochrony powietrza dla aglomeracji białostockiej”, wskazują że stężenie pyłu w 1 m³ powietrza na terenie Białegostoku w jego części północno-wschodniej, przekracza stężenia dopuszczalne, widoczne w dużej koncentracji tych punktów (rys. 4). Występują one w rejonie dróg prowadzących w kierunku Sokółki i Supraśla. Można byłoby wyciągnąć mylny wniosek że są one wynikiem ruchu pojazdów na tym skrzyżowaniu. Należy jednak zwrócić uwagę na jakość powietrza w rejonie skrzyżowania tej samej drogi z drogą prowadzącą w kierunku Augustowa i dalej do granicy

państwa. Na tym skrzyżowaniu przekroczenia nie występują, chociaż ruch pojazdów tranzytowych, głównie ciężarowych, jest znacznie większy. Przekroczenia dopuszczalnych stężeń pyłu, są więc wynikiem emisji zanieczyszczeń z „Elektrociepłowni Białystok”.

Przeprowadzono badania kwasowości gleby pH (H₂O) oznaczanej w punktach oddalonych od Elektrociepłowni Białystok o 200 m i 2000 m (tab. 2). Identyczne badania wykonano w rejonie oddziaływania Ciepłowni Zachód. Punkty badań kwasowości gleby wyznaczono w odległości 600 i 2000 m od emitora. Gleba we wszystkich badanych punktach została zaklasyfikowana jako gleba rdzawa. Punkty badań zostały wyznaczone na głównym kierunku wiatrów występujących na terenie Białegostoku.



Rys. 4. Przekroczenia dopuszczalnych stężeń pyłu w powietrzu

Tab. 2. Kwasowość pH (H₂O) w warstwach profilu glebowego w odległościach od emitora

Głębokość warstwy [m]	Elektrociepłownia Białystok		Ciepłownia Zachód	
	Odległość 200 m (pH)	Odległość 2000 m (pH)	Odległość 600 m (pH)	Odległość 2000 m (pH)
0,0 – 0,1	8,20	6,08	7,05	7,47
0,1 – 0,2	8,24	6,27	6,78	7,57
0,2 – 0,3	8,04	6,29	6,77	7,43

W odległości 200 m od Elektrociepłowni gleba ma odczyn zasadowy we wszystkich badanych warstwach profilu glebowego, spowodowany dużym opadem pyłu. W warstwie na głębokości 0,2-0,3 m, wartość pH jest już nieco mniejsza, gdyż oddziaływanie pyłów, obejmuje głównie warstwy wyżej zalegające. W odległości 2000 m od Elektrociepłowni, opad pyłów jest już znacznie mniejszy w odniesieniu do opadu w odległości 200 m i jego alkalizujące oddziaływanie obejmuje głównie warstwę powierzchniową 0,0-0,1 m. W warstwach głębszych wartości pH są mniejsze, chociaż we wszystkich badanych warstwach profilu glebowego, odczyn jest lekko kwaśny.

Nieco inaczej przebiega zjawisko oddziaływania pyłu emitowanego z Ciepłowni Zachód. W odległości 600 m od Ciepłowni, gleba posiada odczyn obojętny we wszystkich badanych warstwach profilu glebowego. Wyższa wartość pH występuje w warstwie powierzchniowej 0,0-0,1 m i jest to wynikiem opadu pyłu. W odległości 2000 m od emitora, gleba posiada odczyn zasadowy spowodowany większym opadem pyłu w odniesieniu do odległości 600 m. Pył emitowany przez Ciepłownię Zachód jest wynoszony na dalsze odległości.

4.2. Oddziaływania Zespołu Elektrowni Ostrołęka

Z danych „Raport o ochronie środowiska – Zespołu Elektrowni Ostrołęka”, wynika iż w latach 2005-2007, spośród emitowanych zanieczyszczeń, przekroczenia dopuszczalnych wartości dotyczyły tylko dwutlenku siarki SO₂. Pozostałe związki emitowane do powietrza, mieściły się w dopuszczalnych granicach. Dopuszczalny poziom emisji SO₂ na 1 godzinę wynosi 350 µg/m³ powietrza, natomiast obliczona emisja w ciągu 1 godziny z ZEO wynosiła 523,8 µg/m³. Poza wielkością przekroczenia dopuszczalnego poziomu przez określony związek chemiczny, istotna jest także częstotliwość przekroczeń, wyrażona w %. Dopuszczalna częstotliwość przekroczeń wynosi 0,274%, natomiast częstotliwość przekroczeń dopuszczalnych poziomów zanieczyszczeń emitowanych przez ZEO wynosi 0,16%. Występują przekroczenia i to w istotnym zakresie, natomiast ich częstotliwość mieści się w dopuszczalnym przedziale. Miasto Ostrołęka znajduje się w zasięgu emisji SO₂ na poziomie 400 µg/m³, czyli powyżej dopuszczanego poziomu zanieczyszczenia. Dopuszczalny poziom zanieczyszczeń (350 µg/m³ powietrza), uzyskuje się w odległości kilkunastu

kilometrów od Ostrołęki w kierunku Łomży i Nowogrodu.

Przeprowadzono badania kwasowości gleby w warstwach profilu glebowego do głębokości 30 cm, w punktach znajdujących się w różnych odległościach od ZEO, na głównym kierunku wiatru w terenie otwartym, na glebach rdzawych (tab. 3).

Widoczne jest intensywne oddziaływanie pyłów na odległość do 2,5 km od zakładu, powodujących alkalizację warstw profilu glebowego do głębokości 0,3 m. Odczyn gleby w tej odległości jest obojętny, natomiast w dalszych odległościach od emitora (do 15 km), jest on bardzo kwaśny. W odległości 20 km od emitora, odczyn zmienia się na kwaśny. Widoczne są tu bardzo wyraźne zmiany odczynu gleby w zależności od odległości od emitora, wynikające z oddziaływania różnych czynników. W najbliższym otoczeniu elektrowni występuje duży opad pyłów alkalizujących środowisko, natomiast w dalszych odległościach, pył nie jest już czynnikiem dominującym. Ponadnormatywna emisja SO₂ powoduje powstawanie kwaśnego deszczu który bardzo wyraźnie wpływa na odczyn gleby.

4.3. Oddziaływania Specjalnej Strefy Ekonomicznej w Ełku

Oddziaływania zakładów przemysłowych znajdujących się w Specjalnej Strefie Ekonomicznej, oceniono na bazie wydanych decyzji, dotyczących dopuszczalnych ilości zanieczyszczeń, które poszczególne zakłady mogą odprowadzać do środowiska (Wydz. Rolnictwa i Ochrony Środowiska Starostwo Powiatowe w Ełku). Analizowano zanieczyszczenia w kategorii: emisji do powietrza, hałasu, ścieków socjalno-bytowych, ścieków opadowych i produkowanych odpadów. W strefie nie wykonywano badań jakości środowiska w ujęciu efektu skumulowanego, pochodzącego łącznie od wszystkich zakładów przemysłowych ale w kategorii przekroczenia lub nie, wydanych limitów emisji zanieczyszczeń, przez każdy zakład osobno. Badana jest jakość środowiska dla całego miasta Ełk w kategorii jakości powietrza atmosferycznego, prowadzona przez WIOŚ w Olsztynie w ramach monitoringu regionalnego, opublikowanego na stronie internetowej WIOŚ. Dysponując takimi danymi można stwierdzić iż przekroczenia występują tylko w zakresie dopuszczalnych emisji lotnych związków organicznych do powietrza w branży poligraficznej

Tab. 3. Kwasowość gleby w warstwach profilu glebowego w różnych odległościach od emitora zanieczyszczeń

Głębokość warstwy [m]	Kwasowość gleby w punkcie badań odległym od emitora zanieczyszczeń				
	1 km (pH)	2,5 km (pH)	10 km – Osetno (pH)	15 km – Rybaki (pH)	20 km-Baliki (pH)
0,0 – 0,1	6,88	7,04	4,00	4,36	4,74
0,1 – 0,2	7,21	7,32	4,45	4,43	4,81
0,2 – 0,3	7,55	7,53	4,65	4,55	5,35

i w zakresie hałasu w branży tworzyw sztucznych. Są to wnioski fragmentaryczne, gdyż na otoczenie w tym także na ludzi, oddziałuje cały teren strefy a nie każdy zakład osobno. Elementem korzystnym jest lokalizacja strefy ekonomicznej na południowo-wschodniej granicy miasta i przeważające kierunki wiatru z zachodu i południowo-zachodu. Wiatry powodują iż emitowane zanieczyszczenia są kierowane poza miasto. Zabudowa mieszkaniowa na terenie bezpośrednio sąsiadującym ze strefą może być pod wpływem niekorzystnych oddziaływań. Jakość powietrza w mieście Ełk określana całościowo, jest bardzo dobra, ale na ten efekt wpływa jezioro i duża ilość zieleni w mieście. Do oceny wpływu strefy ekonomicznej na jakość środowiska, trzeba prowadzić badanie inaczej zorganizowane w odniesieniu do aktualnie prowadzonego monitoringu.

5. Podsumowanie wyników badań i wnioski

Duże emitory zanieczyszczeń do których zalicza się Zespół Elektrowni w Ostrołęce i Elektrociepłownia Białystok, emitują duże ilości pyłu, których oddziaływanie jest widoczne w najbliższym ich otoczeniu (200-2000 m). Większa ilościowo emisja oddziałuje na większą odległość. Mniejsze emitory w których zastosowano urządzenia odpylające w najbliższym otoczeniu oddziałują w mniejszym stopniu, natomiast większe skutki są widoczne w odległości 2000 m od emitora. Skutki funkcjonowania dużych emitatorów są złożone, gdyż występuje strefa alkalizującego środowiska oddziaływania pyłu i za tą strefą, widoczna jest strefa oddziaływania emitowanych związków siarki. Oddziaływanie kwaśnych opadów widoczne jest nawet na odległość 20 km od emitora zanieczyszczeń. Wraz ze zwiększaniem odległości od źródła emisji, oddziaływanie stopniowo maleje.

Niekorzystne oddziaływanie na tereny zabudowy mieszkaniowej w Białymstoku ma zarówno Elektrociepłownia Białystok jak też Ciepłownia Zachód. Elektrociepłownia Białystok oddziałuje niekorzystnie na nowe dzielnice położone w północno-wschodniej części miasta, natomiast Ciepłownia Zachód, emituje zanieczyszczenia na cały obszar miasta. Lokalizacja ciepłowni zachód jest bardzo niekorzystna.

Wokół Zespołu Elektrowni Ostrołęka widoczna jest strefa oddziaływanie opadu pyłu na odległość 2,5 km w której gleba posiada odczyn zasadowy i dalej widoczne są skutki emisji do atmosfery związków siarki. Ponadnormatywne oddziaływanie elektrowni w Ostrołęce w zakresie SO₂ obejmuje cały obszar miasta i sięga wiele kilometrów poza jego granice. W dalszych odległościach od emitora, 10-20 km, widoczne jest oddziaływanie opadów atmosferycznych o odczynie kwaśnym. Lokalizacja elektrowni w północno-wschodniej części miasta jest korzystna, chociaż duża emisja zanieczyszczeń oddziałuje niekorzystnie na tereny zabudowane miasta.

Specjalna Strefa Ekonomiczna w Ełku jest zlokalizowana korzystnie, ale w jej sąsiedztwie znajdują się tereny zabudowy mieszkaniowej. Brak pomiarów

w terenie otaczającym strefę, uniemożliwia dokonanie pełnej oceny skutków jej funkcjonowania.

Wyniki badań wskazują na następujące wnioski:

1. W części północno-wschodniej Białegostoku nie powinna być prowadzona rozbudowa osiedli mieszkaniowych, gdyż zanieczyszczenia emitowane przez Elektrociepłownię Białystok są deponowane na tych terenach.
2. Ciepłownia Zachód jest niewłaściwie zlokalizowana w układzie urbanistycznym miasta gdyż jej oddziaływanie jest skierowane na obszar miasta, natomiast jej uciążliwość można zmniejszyć za pomocą modernizacji urządzeń i właściwie dobranej technologii.
3. Elektrownia w Ostrołęce jest korzystnie zlokalizowana względem terenu zabudowy miasta ale wielkość emisji powoduje uciążliwość jej funkcjonowania i można ją zmniejszyć na drodze modernizacji i zmian technologicznych i technicznych.

Specjalna Strefa Ekonomiczna w Ełku jest zlokalizowana korzystnie w odniesieniu do układu urbanistycznego miasta ale obecnie brakuje danych do dokonania pełnej oceny jej oddziaływania.

Literatura

- Alloway B., J. (1999). Środowisko a oddziaływanie człowieka, *Wyd. Naukowe PWN*, Warszawa.
- Badera A. (2002). Wpływ pH na mobilność pierwiastków w glebach. *Zesz. Probl. Post. Nauk Roln.*, Z. 482.
- Greszta J., Gruszka A., Kowalkowska M. (2002). Wpływ imisji na ekosystem. *Wyd. „Śląsk”*, Katowice.
- Juda-Rezler K. (2000). Oddziaływanie zanieczyszczeń powietrza na środowisko. *Oficyna Wyd. Politechniki Warszawskiej*, Warszawa.
- Laudyn D. i in. (2009). *Elektrownie*. *Wyd. Naukowo-Techniczne*, Warszawa.
- Materiały Urzędu Miasta Białystok. Program ochrony powietrza dla aglomeracji białostockiej.
- Merkisz J. (2005). Zanieczyszczenia środowiska przez transport samochodowy. *Wyd. Politechniki Poznańskiej*.
- Rup K. (2006). Procesy przenoszenia zanieczyszczeń w środowisku naturalnym. *Wyd. Naukowo-Techniczne*, Warszawa.
- Energia Elektrownia Ostrołęka. (2010). www.zeo.pl.
- Raport Środowiskowy Miejskiego Przedsiębiorstwa Energetyki Ciepłej. (2009). Witryna internetowa. <http://mpec.bialystok.pl>, stan z 05.11.2010.
- Raport Środowiskowy Elektrociepłowni Białystok. (2009). Witryna internetowa. <http://ec.bialystok.pl>.
- Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Miasta Białegostoku z dn. 8 września 2008 roku.
- Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Białymstoku. Witryna internetowa. <http://wios.bialystok.pl>, stan z dnia 17.12.2010.
- Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Olsztynie. Witryna internetowa. <http://wios.olsztyn.pl>, stan z dnia 17.12.2010.
- Wszółkowska J., Grudziński J. (2005). Zespół Elektrowni Ostrołęka. Raport o ochronie środowiska.
- Wydział Rolnictwa i Ochrony Środowiska Starostwo Powiatowe w Ełku – Decyzje, pozwolenie na wprowadzanie gazów

i pyłów do powietrza ze źródeł technologicznych, (poszczególnych zakładów w SSE).

**LOCATION OF THE MAIN EMITTERS
OF POLLUTANTS IN THE URBAN PLANNING
ARRANGEMENT OF THE CITY OF BIAŁYSTOK,
OSTROŁĘKA AND ELK AND THEIR INFLUENCE ON
SURROUNDING AREAS**

Abstract: In developing cities, large emitters of pollutants were out of town but now they are surrounded by residential buildings, or transmitted by them pollutants are taken out to new districts. Studies are available for verification of city building developments and assess the impact of pollution emitters in built-up areas. The problem was analyzed on the example of Białystok, where the biggest emitter Białystok Power Plant, is located in the northern part of the city and West Thermal Power

Station in the south-west of the city. In the northeastern part of Ostrołęka, there is a power station, which is the largest emitter of pollution in this part of the country. The Elk operates Special Economic Zone which brings together 26 industrial plants within the city limits. Research shows that the CHP Białystok adversely affects districts in the northern part of the city, while the Heat pollution from the West, is taken out into the city. Particulate matter emitted from power plants Ostrołęka, settles across the city, while the emitted gases cause acid rain formation, whose effects are visible at a distance of 20 km from the plant. In the absence of data, one cannot unambiguously assess the impact of Special Economic Zone in Elk, the adjacent built-up areas.

Pracę wykonano w ramach pracy statutowej Zakładu Inżynierii Procesów Budowlanych nr S/WBiŚ/4/2010

ZMIENNOŚĆ TERENÓW ZIELENI W STRUKTURZE MIASTA BIAŁYSTOK

Monika JAROS*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Struktura urbanistyczna miasta składa się z obszarów zabudowy mieszkaniowej, usług, terenów wypoczynku i rekreacji, przemysłu, komunikacji. Szybki wzrost gospodarczy warunkuje również szybki rozwój miast. Wzrastające ceny gruntów w miastach zmuszają do tworzenia gęstej zabudowy wielokondygnacyjnej. Po zakończeniu budowy zapomina się o wykonaniu zgodnie z projektem terenu zieleni, który ma duże znaczenie dla mieszkańców miasta. Wysokie budynki stają się dominantą przyciągającą wzrok i definiują przestrzeń miejską. Istotnym problemem jest zdefiniowanie znaczenia, ilości, jakości i rozmieszczenia terenów zieleni w układzie urbanistycznym miasta. Na przykładzie Białegostoku przeprowadzono badania, w których określono ilość i wielkość terenów zieleni. Akty wandalizmu można ograniczyć do minimum, jeżeli w każdej dzielnicy miasta znajdowałby się park, skwer, lub zieleniec. Strategia rozwoju terenów zieleni ułatwiłaby proces tworzenia promienisto – pierścieniowego systemu przyrodniczego Białegostoku, w którym obecność rzeki Białej ma istotne znaczenie.

Słowa kluczowe: tereny zieleni, struktura urbanistyczna miasta, przestrzeń miejska.

1. Wstęp

Parki miejskie były, są i będą niezwykle ważnym elementem systemu urbanistycznego. Dzięki nim mieszkańcy mają możliwość realizacji wypoczynku biernego i czynnego w zależności od własnych potrzeb i preferencji. Tereny zieleni urządzonej przeważnie mają bogatą tradycję ściśle związaną z historią samego miasta, dzięki czemu użytkownicy identyfikują się z danym miejscem. System przyrodniczy miasta powinien służyć nie tylko samym mieszkańcom, ale również powinien zachęcać turystów do odwiedzenia danego miasta. Z pewnością Szczecin, którego około 40% powierzchni pokrywa zieleń miejska, jest atrakcyjny dla osób szukających odpoczynku w mieście. W jaki sposób tereny zieleni kształtują Białystok? Czy to miasto posiada wystarczającą ilość terenów urządzonych spełniających potrzeby mieszkańców?

2. Cel i zakres pracy

Celem pracy było zdefiniowanie znaczenia, ilości, jakości i rozmieszczenia terenów zieleni w układzie urbanistycznym miasta oraz określenie struktury układu terenów zieleni w Białymstoku.

3. Metodyka badań

Metodyka badań została oparta na analizie dokumentów planistycznych oraz historycznych miasta Białystok.

4. Wyniki badań

Zgodnie z postanowieniami art. 25 ustawy o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym, postanowienia planów miejscowych muszą uwzględnić zasady ochrony środowiska, przyrody, jak również krajobrazu kulturowego. Zakres ten obejmuje zasady gospodarowania zielenią na terenie miast i wsi. Miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego definiuje między innymi maksymalne poziomy zabudowy poprzez określenie wysokości budynków zaznaczając równocześnie jaka część nieruchomości, po jej zagospodarowaniu, powinna pozostać biologicznie czynna. Developerzy chcąc oszczędzić pieniądze na wykupieniu dodatkowej powierzchni, coraz częściej „zakładają” ogrody na dachach swoich inwestycji. Z przykrością można stwierdzić, że większość z nich nie jest wykonana zgodnie ze sztuką tworzenia ogrodów, a w rzeczywistości często „ogród na dachu” stanowi najwykleszy trawnik. Takie sytuacje są spowodowane brakiem dokładnego zapisu w dokumencie planistycznym,

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.jaros@pb.edu.pl

który definiowałby „powierzchnię biologicznie czynną”, która powinna zawierać zieleni wysoką.

Według danych Głównego Urzędu Statystycznego w dniu 31.12.2010 roku miasto liczyło 295 198 mieszkańców, natomiast powierzchnia miasta wynosi 102,12 km². Natomiast w Studium Wartości Kulturowych Zespołu Osadniczego miasta Białegostoku (Cebulko i in., 1996) są zawarte następujące dane: obszar ogólny terenów zieleni na terenie miasta Białystok wynosi około 3270 ha, co stanowi w przybliżeniu 1/3 ogólnej powierzchni Białegostoku, liczącej w sumie 8975 ha. W skład terenów zieleni wliczamy parki, skwery, ogródki działkowe, zieleni przyuliczną, cmentarze oraz zieleni nieurządzoną, lasy komunalne, prywatne i państwowe, łągi nadrzeczne i zarośla. Zieleni urządzona zajmuje 107 ha powierzchni miasta, z czego 42 ha to parki zabytkowe. Ponadto cmentarze, które również traktowane są jako tereny zieleni urzędzonej liczą ogółem około 100 ha. Reasumując tereny zieleni urzędzonej stanowią jedynie 3,3% (z cmentarzami około 6%) ogółu terenów zieleni w mieście, a ich ilość i wielkość jest niewystarczająca dla mieszkańców. Białystok jest drugim miastem pod względem gęstości zaludnienia, 11 pod względem ludności i 13 pod względem powierzchni. Miasto pełni funkcję administracyjnego, gospodarczego, naukowego i kulturalnego centrum regionu a wraz z przyległymi gminami tworzy aglomerację białostocką. Drexler (1911) mówi, że „piękno w mieście nie powinno być zebrane w nielicznych tylko punktach, a reszta pocięta kratką ulic bezmyślnych i schematycznych. Piękno ma przenikać cały organizm miasta i spotykać przechodnia w każdej nawet najbiedniejszej ulicy. Uzyskać to można, gdy się każdemu placowi, ulicy czy przejściu nada charakterystyczny wygląd i indywidualne cechy”. Taki efekt można uzyskać między innymi dzięki prawidłowemu działaniu architekta krajobrazu.

Według Niemirskiego (1973) tereny zieleni pełnią następujące funkcje:

biologiczne – obejmują zadania sanitarno – higieniczne (tłumienie hałasu, osłona od dymów i kurzu, oddziaływanie na psychikę człowieka, wydzielanie fitoncydów; zadania klimatyczne (osłona od wiatrów, wpływ na wilgotność gleb i powietrza, wpływ na temperaturę i skład powietrza);

społeczne – rola dydaktyczno – wychowawcza (ogrody dla dzieci, ogrody szkolne, ogrody dydaktyczne); wpływ otaczającego środowiska przyrodniczego na zdrowie i wypoczynek człowieka (wypoczynek bierny i czynny w mieście, turystyka); zadania wypoczynkowo-produkcyjne (pracownicze ogrody działkowe);

estetyczne – tereny zieleni są jednym z elementów tworzących sylwetę miasta, a ponadto stanowią osłonę maskującą nieestetyczne obiekty w mieście. W krajobrazie niezurbanizowanym zieleni spełnia zadania otulinowo – kompozycyjne przy obiektach inżynierskich;

gospodarcze – zadania produkcyjne (tereny rolnicze, ogrodnicze, leśne); wpływ na zwiększanie produkcji rolniczej i ogrodniczej (pasy wiatrochronne); zadania

izolacyjno – ochronne (osłony przeciwnieżne, osłony przeciwpożarowe oraz wpływ na zwiększanie bezpieczeństwa ruchu na trasach komunikacyjnych); rola zieleni jako siedliska i żywiciela zwierząt.

W szybko rozwijającym się pod względem ekonomicznym i infrastrukturalnym mieście tak niewielka powierzchnia terenów zieleni urzędzonej jest niewystarczająca dla mieszkańców. Może to być również przyczyną zbyt intensywnego użytkowania oraz coraz częściej zauważalnej dewastacji terenów zieleni. Jak stwierdza Kolbuszewski w kolejnych etapach ewolucji planowania – od domostwa do regionu – również czynniki kompozycji terenów otwartych rozwijał się od założeń mniejszych do większych. W takim ujęciu jego geneza tkwi w ogrodzie, a sięgając głębiej – w Rajskim Ogrodzie kiedyś utraconym z powodu pychy, a później nieustannie traconym właściwie z tego samego powodu – zuchwałego dążenia do panowania nad otoczeniem. Człowiek ma bowiem wobec przyrody więcej możliwości i mocy destrukcyjnych niż twórczych. Planowanie przestrzenne dotyczące projektowania całego systemu terenów zieleni, powinno być zgodne z zasadą zrównoważonego rozwoju.

Warto jest zatem wymienić miejskie tereny zieleni urzędzonej w Białymstoku:

1. Park pałacowy Branickich – Barokowe założenie ogrodowe, kompozycja ogrodu ma charakter geometryczny, z dominującą osią główną, identyczną z osią symetrii pałacu i wyraźnie zaznaczonymi osiami poprzecznymi. Obecny kształt przestrzenny w ogólnym zarysie pochodzi z około połowy XVIII wieku. Obecnie park pałacowy jest własnością komunalną i jest zarządzany przez Zieleni Miejską, a w części przed pałacem Branickich przez Akademię Medyczną (dziedziniec paradny i wstępny). powierzchnia ogrodu wynosi 9 ha (łącznie z dziedzińcem wstępnym).
2. Park Planty – modernistyczne założenie ogrodowe, powiązane przestrzennie i funkcjonalnie z parkiem pałacowym Branickich oraz parkiem Starym i Zwierzyńcem, tworząc z nimi jeden duży zespół zieleni urzędzonej. Planty wytyczono i urządzono w latach 30-tych XX wieku, w miejscu nieużytków, pastwisk i podmokłych łąk, w jakie przeistoczył się w ciągu XIX wieku pozbawiony właściwej opieki dawny Zwierzyńiec. Ogród ma charakter publiczny; jest własnością komunalną, a jego obszar wynosi 15, 2 ha i jest zarządzany przez spółkę Zieleni Miejska.
3. Zwierzyńiec – urządzony las miejski o kompozycji pochodzącej z okresu międzywojennego, jej autorem był Stanisław Gralla. Na obrzeżach Zwierzyńca znajdował się w XIX wieku ogród Rozkosz z teatrem letnim. W latach sześćdziesiątych zlokalizowano tu duży zespół zabudowań Filharmonii z Zespołem Placówek Kształcenia Artystycznego, a na terenie parku umieszczono Akcent ZOO. Część południowo-zachodnia została znacznie swobodniej potraktowana i urządzona. Ogólna powierzchnia wynosi około 100 ha, z czego 16,4 ha jest objęte ochroną. Teren jest ogólnodostępną własnością komunalną, pieczę nad nim sprawuje Zieleni Miejska.

4. Park Stary – jest to najstarszy publiczny ogród miejski, plan powstał około 1895 roku z inicjatywy władz miejskich według projektu inż. W. Kronenberga, zgodnie z zasadami kompozycji ogrodów naturalistycznych. Ogród ten zlokalizowano na terenach osuszonego wielkiego stawu pałacowego, oraz dawnego wojskowego placu ćwiczeń. Park posiada najbardziej urozmaiconą szatę zieleni spośród wszystkich ogrodów miejskich Białegostoku. Pierwotną charakterystyczną dla naturalizmu kompozycję składającą się z nakładających się kół i elips, około 1935 roku przecięto sztywną osią, na końcu której zlokalizowano modernistyczny budynek Domu Ludowego im. Marszałka Józefa Piłsudskiego – dzisiejszy Teatr Dramatyczny. Powierzchnia parku wynosi około 4,8 ha, jest administrowany przez Zieleń Miejską.
 5. Park Lubomirskich – krajobrazowy park pałacowy, kompozycja powstała w latach sześćdziesiątych XIX wieku wokół neorenesansowego pałacu Aleksandra Kruzenszterna. Ogród jest elementem kompozycji krajobrazowej, obejmującej folwark, zabudowania czworaków, browar i osadę pracowników browarnianych. Powierzchnia parku wynosi obecnie około 15,7 ha, park będący własnością gminy administrowany jest przez Zieleń Miejską.
 6. Ogród pałacowy Hasbachów – urządzone w latach dziewięćdziesiątych XIX wieku jako eklektyczna kompozycja ogrodowa wokół pałacu fabrykanckiego. Fundatorami byli Eugenia i Artur Hasbachowie. Ogród był kompozycyjnie i przestrzennie powiązany ze stawem, zespołem fabryki położonej po drugiej stronie ulicy Dojlidy Fabryczne oraz dwoma osadami pracowników fabrycznych. Założenie to stanowi naturalne przedłużenie w kierunku miasta zespołu zieleni parku pałacowego Lubomirskich. Obecnie powierzchnia parku wynosi około 0,7 ha, ogród administrowany jest przez Państwową Służbę Ochrony Zabytków.
 7. Dawny ogród Piekarskich – został założony w drugiej połowie XIX wieku ogród o charakterze użytkowym (stanowiły go sady) oraz ozdobnym, z urozmaiconą szatą roślinną i cennymi drzewami pomnikowymi. Obecnie zachowany w stanie szczątkowym. Powierzchnia zachowanych fragmentów wynosi około 1,5 ha.
 8. Park Centralny – zaprojektowany w latach sześćdziesiątych na miejscu najstarszego cmentarza żydowskiego. W latach 70-tych park został rozbudowany i dołączono do niego część dawnego cmentarza unickiego, na której umieszczono amfiteatr. Na wschód od cmentarza ulokowano około 1976 roku teatr lalek. We wschodniej części parku w 1975 roku wzniesiono monumentalny pomnik Bohaterów Ziemi Białostockiej. Powierzchnia wynosi około 5,2 ha.
 9. Park im. Jadwigi Dziekońskiej – założony na początku lat siedemdziesiątych XX wieku, zlokalizowany u podnóża kościoła św. Rocha, od strony dworca kolejowego, charakteryzuje się obszernymi powierzchniami trawiastymi, eksponującymi bryłę kościoła św. Rocha. Powierzchnia parku wynosi około 2,32 ha.
 10. Park im. Obrońców Białegostoku przy ul. Wierzbowej – postmodernistyczny park dzielnicowy, założony w latach siedemdziesiątych na łęgach nadrzecznych wzdłuż rzeki Białej. Powierzchnia ogólna wynosi około 13,8 ha.
 11. Park przy ul. Proletariackiej – zieleniec (ogród dzielnicowy) założony w 1970 roku na miejscu jedyne w Europie cmentarza gettowego. Nie posiada wyraźnych cech kompozycyjnych. Powierzchnia wynosi około 1 ha.
 12. Bulwary nad rzeką Białą - urządzone w latach 60-tych pomiędzy ul. Sienkiewicza a Kościelną po obu stronach rzeki Białej mają ogółem około 2 ha powierzchni.
- Do urządzonych terenów zieleni, oprócz wymienionych ogrodów należy dodać skwery i zieleńce, zakładane głównie w latach 50-tych i 60-tych, a mianowicie: skwer na Rynku Kościuszki; skwer u zbiegu ulic Malmeda, Białówny i Zamenhofa; skwer pomiędzy rzeką Białą a pałacem gościnnym (dzisiejszy pałac ślubów), założony na miejscu dawnych ogrodów, należących do tego pałacu; skwer pomiędzy pałacem Branickich a ul. Legionową, usytuowany na miejscu dawnych stawów; skwer przy cerkwi parafialnej; dawny ogród jordanowski przy ul. Mickiewicza; skwer przed Komendą Wojewódzką Policji; skwer na miejscu dawnego cmentarza ewangelickiego (pozostałe nieliczne nagrobki są wmontowywane w dawny mur ogrodzeniowy). Powierzchnia żadnego z wymienionych skwerów (zgodnie z definicją skweru) nie przekracza 1 ha.
- Park pałacowy Branickich wraz z sąsiadującymi parkami – Starym, Plantami, Zwierzyniec, tworzy zespół zieleni, wchodzący klinem aż do centrum miasta.
- Cmentarze białostockie są bardzo ważnym elementem systemu zieleni urządzonej miasta. (Cybulko i in., 1996). Ich powierzchnia, wynosząca w przybliżeniu blisko 100 ha stanowi około 3/4 powierzchni parków i skwerów miejskich. Najdawniejsze cmentarze, zakładane jeszcze XVI i XVII wieku, znajdowały się w otoczeniu świątyni.
- Po II Wojnie Światowej zlikwidowano wiele cmentarzy, szczególnie tych, które pozostawione bez opieki uległy zaniedbaniu i zapomnieniu. Oto lista najważniejszych cmentarzy oraz obiekty, które powstały na ich miejscu:
- cmentarz żołnierzy niemieckich – rozgłośnia radiowa;
 - najstarszy cmentarz żydowski – park Centralny, w północnej części przeprowadzono ulicę Kalinowskiego i usytuowano zabudowę wielorodzinną;
 - cmentarz prawosławny (wcześniej katolicko-unicki św. Marii Magdaleny) – na początku lat siedemdziesiątych pozbawiony nagrobków z wyjątkiem bezpośredniego sąsiedztwa cerkwi, został zamieniony na rodzaj parku, natomiast w południowo-zachodnim narożniku cmentarza wybudowano amfiteatr;
 - cmentarz gettowy – skwer dzielnicowy;

- żydowski cmentarz choleryczny przy ul. Bema – targowisko miejskie;
- cmentarz ewangelicki przy ul. Wasilkowskiej – pozbawiony opieki został zdewastowany, od kilku lat jest poddawany zabiegom konserwacyjnym;
- cmentarz żydowski na Wygodzie – w 2 połowie lat osiemdziesiątych ustawiono pomnik ofiar pogromu w 1906 roku, zreperowano bramę cmentarną i ogrodzenie.

Najbardziej cenne, z uwagi na zachowaną na ich terenie substancję zabytkową, cmentarze znajdują się na Wygodzie (Cybulko i in., 1996). Dotyczy to oczywiście trzech cmentarzy – katolickiego, prawosławnego i żydowskiego oraz w znacznie mniejszym stopniu bardzo zniszczonego cmentarza ewangelickiego. Stanowią one chyba świadomie zaplanowany zespół cmentarny, są więc świadectwem pewnej dziewiętnastowiecznej koncepcji urbanistycznej. Dziś tak naprawdę tylko cmentarze zaświadczać minioną wielokulturowość wielonarodowość i wielowyznaniowość Białegostoku. Zachowane są na ich obszarze duże zespoły nagrobków z końca XIX i początku XX wieku.

„Parki i ogrody o specjalnym przeznaczeniu, cmentarze stają się dziełami sztuki ogrodniczej. Jednak podkreślić trzeba, że dążenie do przenikania się przestrzeni zazielenionych z zabudowanymi ukazuje coraz częściej trudne problemy harmonijnego styku tych dwóch, jakże różnych środowisk przestrzennych” (Wejchert, 1984).

Lokalizacja terenów zieleni w mieście jest zależna od kilku czynników, a mianowicie od istniejących warunków przyrodniczych, funkcji jakie ma spełniać dany obiekt, sposobu zainwestowania danego terenu, podstawowych środków transportu jakimi możemy dotrzeć do terenu zieleni oraz promienia zasięgu ich działania.

Na rysunku Studium Uwarunkowań i kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Białegostoku (rys. 1) kolorem zielonym są zaznaczone wszystkie tereny zieleni urządzonej i nieurządzonej. Na planie miasta wyraźnie dominują w północnej i południowej części lasy. Tereny zieleni skupione są wzdłuż doliny rzeki Białej (przeważnie nieurządzone), w centrum natomiast dominuje założenie parkowo – pałacowe Branickich połączone z Parkiem Zwierzynieckim.

Pozostałe części miasta wydają się być pozbawione terenów wypoczynkowych. Niewielkie i nieliczne skwery nie zaspokajają potrzeb mieszkańców, a niektóre dzielnice są całkiem pozbawione parków i zieleńców. Białystok powinien mieć opracowaną strategię rozwoju przestrzennego terenów zieleni, która uwzględniałaby powstawanie nowych terenów zieleni z dostosowanym do potrzeb mieszkańców programem funkcjonalno – przestrzennym. Na obszarach miejskich istotnym problemem jest stworzenie odpowiedniego systemu przestrzennego terenów zieleni. Są one zależne od warunków przyrodniczych, gospodarczych, charakteru miasta, gęstości zabudowy i układu przestrzennego. Możemy wyróżnić następujące układy terenów zieleni (Niemirski, 1973):

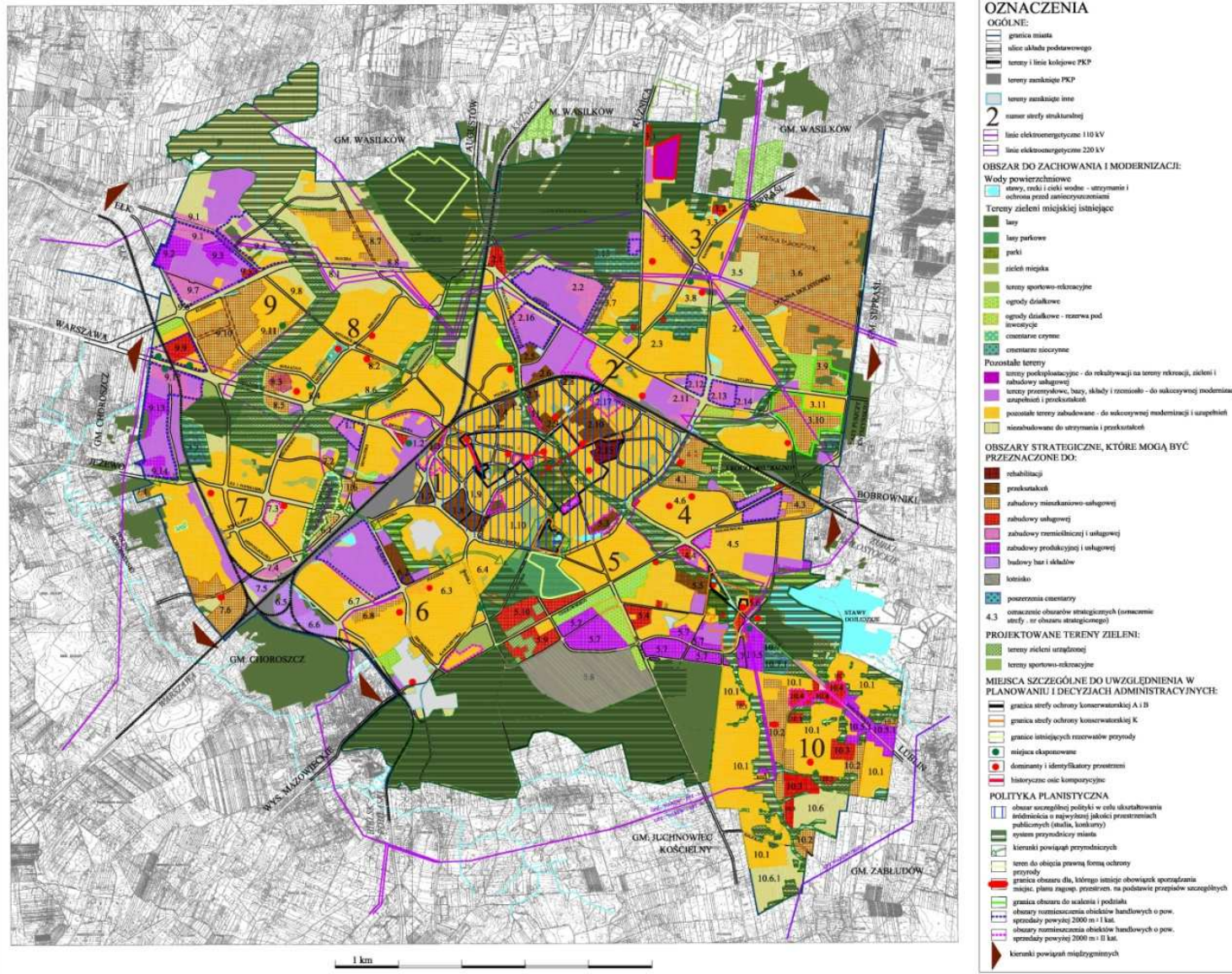
- układ plamowy – charakteryzujący się przypadkową lokalizacją terenów zieleni w planie miasta, gdzie dla zakładania terenów zieleni wykorzystywano dawne ogrody przy pałacach, klasztorach, stare cmentarze, targowiska itp. Cechami ujemnymi tego układu są: duża przypadkowość, brak powiązania jego poszczególnych ogniw oraz bardzo często zbyt duże promienie obsługi tych terenów;
- układ pierścieniowy wynikający z wprowadzenia terenów zieleni w miejsce dawnych fortyfikacji. Układ ten jest bardziej wartościowy od układu plamowego, ale również nie spełnia wszystkich wymagań, jakie stawiamy prawidłowo kształtowanym terenom zieleni;
- układ promienisty oparty jest najczęściej na kanwie układu fizjograficznego. Układ ten ma wiele zalet, gdyż przenikając całe miasto łączy jego centrum z podmiejskimi lasami i polami;
- układ pasmowy, nawiązujący do pasmowego układu zabudowy miejskiej. W układzie tym pasma terenów zieleni są łatwo dostępne i dobrze spełniają swoje funkcje;
- układ promienisto-pierścieniowy wynikający z połączenia układu promienistego z pierścieniowym. Układ ten ma dla współczesnego miasta największe wartości, lecz jest najtrudniejszy w realizacji.

Układ terenów zieleni w Białymstoku jest wyraźnie układem promienistym, co jest widoczne na rysunku Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Białegostoku (rys. 1). Tworzy on zatem solidną podstawę do tworzenia najkorzystniejszego układu terenów zieleni promienisto – pierścieniowego. Przy dalszym tworzeniu systemu przyrodniczego należy wziąć pod uwagę zarówno zieleń występującą na terenie miasta jak i poza granicami administracyjnymi, rzeki i zbiorniki wodne, charakter miasta, program terenów zieleni już istniejących, promień obsługi, równomierność nasycenia różnymi rodzajami zieleni, jak również obowiązujące przestrzenne wskaźniki normatywne.



STUDIUM UWARUNKOWAŃ I KIERUNKÓW ZAGOSPODAROWANIA PRZESTRZENNEGO BIAŁEGOSTOKU POLITYKA PRZESTRZENNA

Załącznik Nr 3
do uchwały Nr XXXI/373/08
Rady Miejskiej Białegostoku
z dnia 8 września 2008r.



Rys. 1. Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Białegostoku, Polityka Przestrzenna

5. Wnioski badań

Zbyt mała powierzchnia oraz niewystarczająca ilość terenów zieleni urządzonej wpływa negatywnie na postawę mieszkańców miasta, co niejednokrotnie prowadzi do aktów wandalizmu. Zakładanie profesjonalnie zaprojektowanych parków, zieleńców czy skwerów, dostosowanych funkcjonalnie do potrzeb użytkowników w każdej dzielnicy miasta, spowoduje odciążenie pozostałych obiektów i poprawi warunki bytowania mieszkańców.

Białystok powinien mieć wykonaną strategię rozwoju przestrzennego terenów zieleni, powinna być honorowana w planach ogólnych miasta.

Promienisto – pierścieniowy układ terenów zieleni Białegostoku miałby szansę rozwoju, gdyby władze miasta odnalazły i odpowiednio wykorzystały atuty fizjograficzne miasta oraz obecność rzeki Białej. Nawet tak niewielka rzeka powinna mieć odpowiednią „oprawę” w postaci bulwarów. Z pewnością zwiększyłyby to atrakcyjność miasta i zachęciło mieszkańców do aktywnego spędzania czasu.

Literatura

Cybulko Z., Tomecka B., Grabowiecka M. (1996). Studium Wartości Kulturowych Zespołu Osadniczego Miasta Białystok.

Drexler I. (1911). Konkursowy plan regulacji Wielkiego Krakowa.

Niemirski W. (1973). Kształtowanie terenów zieleni. *Arkady*.

Wejchert K. (1984). Elementy kompozycji urbanistycznej. *Arkady*.

VARIATION IN THE STRUCTURE OF GREEN AREAS OF THE CITY BIAŁYSTOK

Abstract: The structure of the city urban area consists of housing, services, leisure and recreation areas, industry and communications. Prerequisite for rapid economic growth as rapid urban development. Rising land prices are forcing cities to neglect of the enforceable in accordance with the draft land of greenery, which is important for city residents. Tall buildings are becoming the eye-catching dominant and define the urban space. An important problem is to define the importance, quantity, quality and distribution of green areas in the urban layout of the city. For example, Białystok research was conducted, which set out the number and size of green areas. Acts of vandalism can be minimized if, in each district would reside park, square, or green square. The development strategy of green areas would facilitate the process of creating the ring of the natural system of Białystok, where the presence of the Biała River is important.

INNOWACYJNE TECHNOLOGIE DESKOWAŃ TRACONYCH

Lucyna KORONA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich,
ul. Ks. Kordeckiego 20, 85-225 Bydgoszcz

Streszczenie: Przy coraz swobodniejszej wymianie informacji technicznych na świecie, także ruchów integracyjnych np. wewnątrz unijnych, następuje bardzo szybki transfer technologii. Przykładem mogą być deskowania tracone, które w ostatnim 20-leciu zyskały na znaczeniu, poprzez liczne zastosowania, dzięki różnorodnej ofercie rozwiązań materiałowych, konstrukcyjnych oraz technologicznych. W związku z powyższym w artykule przedstawiono: istotę i zakres stosowania deskowań traconych, nową klasyfikację deskowań traconych według różnych kryteriów, kilka wybranych systemów deskowań traconych, przedstawiających możliwości ich stosowania oraz nowe kierunki rozwoju.

Słowa kluczowe: innowacyjność w budownictwie, deskowania budowlane, systematyka deskowań traconych.

1. Wstęp

Ostatnie 20-lecie przyniosło znaczące zmiany w dziedzinie urządzeń formujących konstrukcyjne elementy obiektów budowlanych z betonu monolitycznego. Współczesne deskowania znacznie różnią się od tych, stosowanych jeszcze ćwierć wieku temu.

Celem niniejszego opracowania jest zaprezentowanie kierunków rozwoju deskowań traconych z uwzględnieniem najnowszych osiągnięć w inżynierii materiałów i innowacyjnych technologii budowlanych.

W artykule przedstawiono dziesięć rozwiązań deskowań traconych, które są różnorodne pod względem materiałowo-konstrukcyjnym oraz odzwierciedlają nowe trendy rozwoju technologii monolitycznych.

2. Deskowania tracone jako nowy system budowlany

Pierwsze rozwiązania deskowań traconych pojawiły się w latach 50-tych, kiedy zaczęto wprowadzać nowe technologie; tradycyjną cegłę pełną zaczęto zastępować pustakami zasypowymi. Ogromne zniszczenia substancji budowlanej po II wojnie światowej w wielu krajach przyczyniły się do rozwoju takich technologii, których główną ideą było skrócenie czasu budowy, poprzez rezygnację z tradycyjnego murowania i zastąpienia tej czynności układaniem pustaków „na sucho”, z późniejszym ich wypełnieniem np. mieszkanką betonową, glinobitką.

Na przestrzeni kilkudziesięciu lat technologia deskowań traconych znacznie się rozwinęła, co może świadczyć o wzroście ich znaczenia i popularności. Funkcjonuje wiele różnych podziałów deskowań budowlanych, zwłaszcza deskowań tradycyjnych (Rowiński, 2001; Rowiński i in., 1986). Współczesne rozwiązania deskowań budowlanych stanowią tak dalece złożone i różnorodne systemy, że termin „deskowanie” według (Martinek i in., 2010; Orłowski, 2010a), należałoby zastąpić nowym określeniem, mianowicie „urządzenia formujące”.

Pośród różnego rodzaju deskowań, tracone stanowią odrębną kategorię. Orłowski (2010a i b) podaje, że „deskowanie tracone jest szczególnym rodzajem konstrukcji”. W systemach deskowań traconych uzasadnienie znajduje reguła mini-max. Deskowania te cechuje mała pracochłonność, krótki czas montażu, niskie nakłady finansowe oraz proekologiczne rozwiązania materiałowe. Technologie deskowań traconych coraz częściej nazywane są deskowaniami wbudowanymi” (ang. *lostformwork*, *stay-in-place*, *leave-in-place*, ros. *niesjomnajaopaubka*).

Specyfika technologii deskowań traconych wymaga odmiennego od tradycyjnego podejścia na etapie:

- doboru materiałów i sposobu ich wbudowania,
- doboru transportu,
- doboru maszyn, sprzętu, narzędzi,
- ustalenia kolejności i organizacji wykonania wszystkich procesów zasadniczych i pomocniczych,
- określenia warunków techniczno-ekonomicznych,
- kontroli i odbioru robót.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: luko@utp.edu.pl

3. Charakterystyka deskowań traconych

Deskowania tracone stanowią pewnego rodzaju formy, umożliwiające ich wypełnienie mieszanką betonową w celu wykonania określonego elementu konstrukcyjnego lub ustroju budowlanego, pozostające na miejscu wbudowania, pełniące w eksploatowanym obiekcie budowlanym funkcję: konstrukcyjną, izolacyjną lub izolacyjno-konstrukcyjną.

Odgrywają one coraz większą rolę wśród deskowań stosowanych w budownictwie monolitycznym. Na rysunku 1 przedstawiono schemat podziału deskowań budowlanych z uwzględnieniem wszystkich obecnie stosowanych.

Wskazane dwie grupy deskowań różnią się między sobą ze względu na czas i charakter stosowania, krotność użycia, a także możliwości wykonania elementu bądź całego ustroju budowlanego. Deskowania tracone, ze względu na prostotę konstrukcji, dostarczane są na budowę w postaci półfabrykatów. Ich produkcja jest często zautomatyzowana.

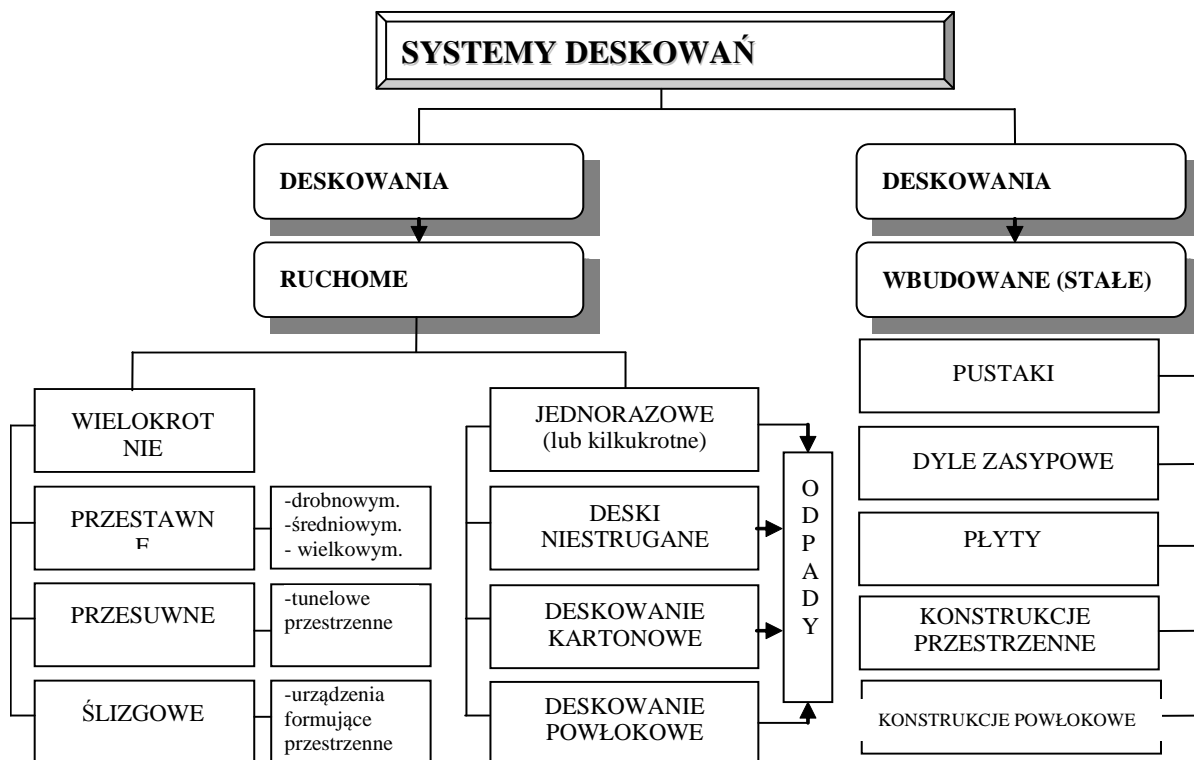
Analiza czynności technologicznych przy wykonywaniu elementów budowlanych z deskowań traconych wykazuje znaczne różnice liczbowe w stosunku do deskowań tradycyjnych (Korona, 1994). Deskowania wielokrotnego użytku wykonywane są z wysoko-jakościowych materiałów, wymagających dużej staranności i dbałości o nie już na etapie transportowania,

składowania na budowie, montażu oraz demontażu, z ponownym ich transportem oraz magazynowania.

Zasadnicza różnica między deskowaniem tradycyjnym a traconym polega na tym, że te ostatnie nie wymagają czynności demontażowych. Innym aspektem odróżniającym deskowania tracone od tradycyjnych, a jednocześnie przemawiającym na ich korzyść, jest rodzaj użytego materiału na konstrukcję formy. W przypadku deskowań traconych element deskujący po wbudowaniu stanowi integralną, pełnowartościową część konstrukcji lub ocieplenia.

Elementy deskowań traconych dostarczane są na budowę w postaci dyli zasypowych, oraz płytowych wielkowymiarowych deskowań przestrzennych. Rozwijane są również koncepcje deskowań traconych zmierzające do kompleksowego wykonywania ustroju nośnego z wykorzystaniem deskowań powłokowych (miękkich), ponieważ na formę wykorzystuje się impregnowane tkaniny. Czynnikiem nośnym, w trakcie realizacji, jest podawane sprężone powietrze. Tego rodzaju deskowania pneumatyczne stosowane są do wykonywania obiektów w formie kopuł.

Próbie usystematyzowania deskowań traconych podjęła autorka niniejszego artykułu, bazując głównie na rozwiązaniach wdrażanych na początku lat 90-tych ubiegłego wieku na terenie kraju (Korona, 1994 i 1996). Krótki opis deskowań traconych zawarł w swej pracy Jasiczak (2003).



Rys. 1. Klasyfikacja systemów deskowań budowlanych (SDB)

W ostatnich latach rozszerzył się asortyment deskowań o nowe rozwiązania techniczne, dzięki czemu zwiększyły się możliwości ich stosowania w budownictwie. Aktualnie szeroki wachlarz rozwiązań deskowań traconych pozwala podzielić je na trzy podstawowe grupy w zależności od ich: konstrukcji, rodzaju użytkowania wraz ze sposobem przenoszenia obciążeń oraz według funkcji, jaką pełnią zastosowane w nich materiały (rys. 2).

Najnowsze rozwiązania deskowań traconych zmierzają w kierunku takich, poszukiwań materiałowych i konstrukcyjnych, które mają charakter ergonomiczny i ekologiczny. Współczesny rozwój materiałów kompozytowych – mikrokompozyty i nanokompozyty, stwarza nowe możliwości zastosowania ich jako deskowania.

Na deskowania konstrukcyjne stosuje się różnego rodzaju kompozyty, przykładowo włóknobeton, siatkobeton. Najczęściej stosowanymi komponentami konstrukcyjnymi z grupy włókien sztucznych są włókna o dużej wytrzymałości, takie jak: włókno szklane, węglowe, kwarc, kevlar, czy włókna polimerowe. Jednym z najnowszych tworzyw, wytwarzanych na skalę masową, są włókna polipropylenowe.

Drugim trendem w technologii deskowań traconych, szczególnie ukierunkowanym na budownictwo niskie, jest zwrot w kierunku włókien naturalnych lub pozyskiwanych z materiałów organicznych np. tworzywo drzewne.

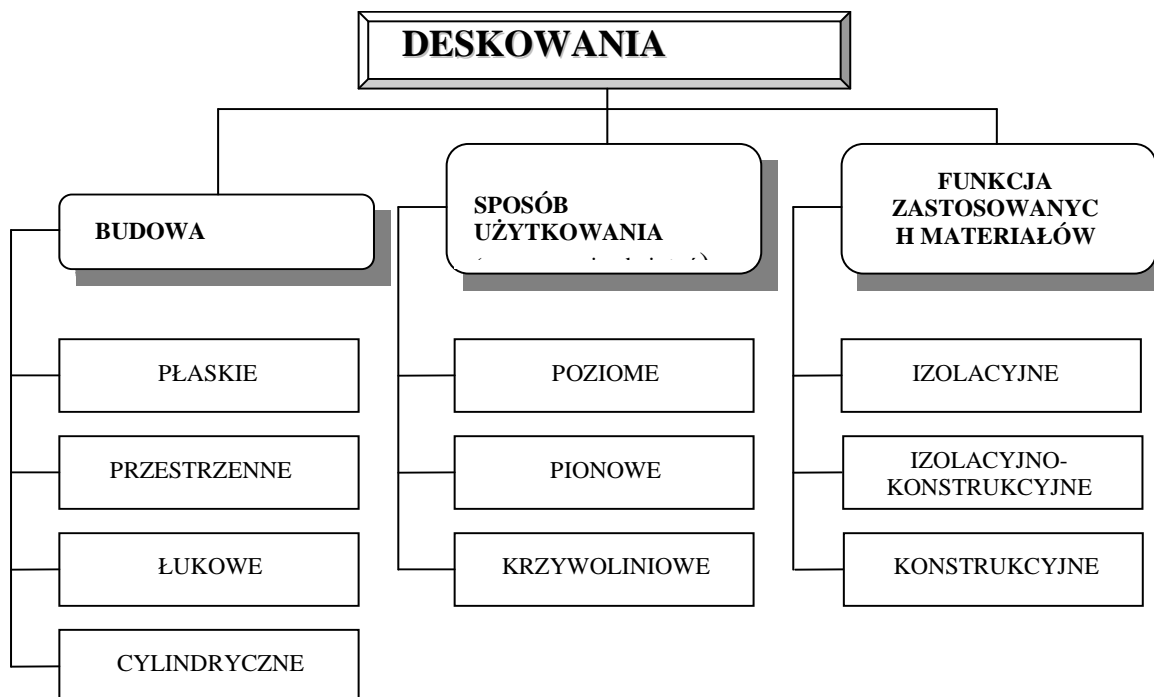
Na deskowanie tracone coraz częściej wykorzystuje

się materiały pochodzące z produkcji ubocznej lub pozyskiwane z odpadów typu drzazgocement, komponent magnezytowo-drzazgowy, styrobeton, wiórocement, trocinobeton, strużkobeton, itd.

Następnym ważnym zagadnieniem jest kwestia lepiszczy do materiałów kompozytowych. Z uwagi na wymogi ekologiczne opracowano innowacyjne rozwiązania, bez stosowania żywic formaldehydowo-mocznikowych. Obecnie, do najczęściej stosowanych lepiszczy, zaliczają się żywice syntetyczne oparte na poliestrach, polieterach (epoksydach), poliuretanach i żywicach silikonowych.

W celu zwiększenia właściwości termoizolacyjnych do kompozytu deskowania dodaje się perlit czy wermikulit. Stąd współczesne deskowania tracone są wykonywane z materiałów nietoksycznych, biodegradowalnych i niepalących się.

Dąży się, aby forma deskowania traconego była wykonana z materiałów jakościowych, o nieskomplikowanej konstrukcji, umożliwiającej łatwy i szybki montaż przez niewykwalifikowanych pracowników, wręcz bez użycia ciężkich maszyn budowlanych. Ważnym aspektem jest minimalizacja wytwarzania odpadów w trakcie budowy. Deskowania tracone mają wykończoną powierzchnię zewnętrzną lub są gładkie, co znacznie zmniejsza pracochłonność robót wykończeniowych.



Rys. 2. Klasyfikacja deskowań traconych

4. Wybrane systemy deskowań traconych

Technologie deskowań traconych, zarówno „zachodnie” jak i „wschodnie”, rozszerzają możliwości krajowego rynku budowlanego. W tabeli 1 przedstawiono dziesięć wybranych innowacyjnych rozwiązań materiałowo-technologicznych deskowań traconych. Ich dane techniczne i charakterystykę opracowano w oparciu o materiały informacyjne i reklamowe producentów, wykonawców i dystrybutorów następujących przedsiębiorstw: Basf, Baumat, Cetris, Cobiax, Durisol, Ekodom, Imhotep, IsoteqGroup, JSC "AL-ZER", L.S. Tech-Homes Sp. z o.o., Monolityczne Konstrukcje M.C.P., Maxfrank, Monolithic, NPK Energostrojinvest, Span Form AB, Span Form AB AGZA, Tamak, Techbud, VST Group.

Na naszym rynku budowlanym znalazło zastosowanie uniwersalne deskowanie Pecafil – może pełnić rolę zarówno deskowania traconego jak i wielokrotnego użytku. Opatentowane elementy deskowań Pecafil są wykonane z siatki stalowej, pokrytej dwustronnie specjalną folią polietylenową (rys. 3), podobną do parafiny używanej do produkcji świec, która ulega biodegradacji, jak również cechuje się właściwościami antyadhezyjnymi.

System Pecafil jest prosty w montażu ze względu na jego lekkie i łatwo dające się kształtować elementy. Można ten system stosować do wykonywania fundamentów, ścian o złożonych kształtach, obudowy pali czy stropów żebrowych i kasetonowych.



Rys. 3. Wykonanie ściany fundamentowej w deskowaniu traconym „Pecafil” (Dębogórze) (www.maxfrank.pl)

Do nowych systemów należy zaliczyć węgierski system Isoteq, który na kształtki wykorzystuje materiał o nazwie Neopor. Ma on lepsze właściwości od styropianu. W procesie technologicznym do tworzywa styropianowego dodawany jest grafit. Neopor to materiał całkowicie odporny na zawilgocenie i pleśń, dający przy tym w pomieszczeniach przyjemny mikroklimat.

System Isoteq tworzy zespół elementów deskowań traconych, służących do budowy domów energooszczędnych lub pasywnych produkowanych w trzech rodzajach:

- elementy IsoteqNormal,
- elementy Isoteq Plus,
- elementy IsoteqPassive.

Tab. 1. Wybrane innowacyjne rozwiązania materiałowo-technologiczne deskowań traconych

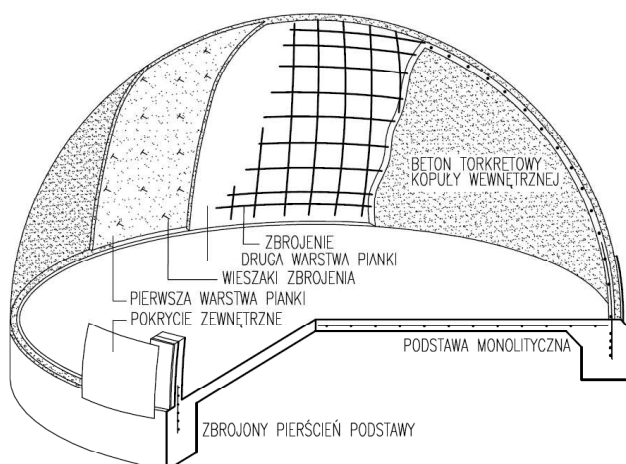
Lp.	Grupa materiałów (według funkcji pełnionej w fazie eksploatacji)	Innowacyjne materiały deskowań traconych	System
1	Izolacyjne	– polietylen + siatka stalowa	– Pecafil
		– kształtki z Neoporu	– Isoteq
		– tkaniny impregnowane - deskowania pneumatyczne	– Monolithic
2	Izolacyjno-konstrukcyjne	– płyty	– VST
		– cementowo – drzazgowe	– Cetris, (Tamak)
	– magnezytowe	– Cast-Wall	
	– pustaki	– Durisol	
3	Konstrukcyjne	– drewno – cementowe	– Techbud
		– stalowe	– Sweddeck
		– betonowe	– Cobiax

Współczynnik przewodności cieplnej dla ścian Isotek wynosi od 0,29-0,11 W/m²K. W skład każdego z podsystemów wchodzi: pustak podstawowy, nadproże, element wieńcowy, stropowy, dachowy i elementy uzupełniające. Elementy systemu produkowane są w Rudzie Śląskiej.

System Monolithic został opatentowany w Ameryce 1970 roku i jest przykładem deskowań traconych miękkich wykorzystujących formy pneumatyczne. Ideą tego systemu jest wykonanie obiektu w formie kopuły bezpośrednio na budowie. Deskowanie pneumatyczne wykonane jest ze specjalnej miękkiej tkaniny – nylonu impregnowanego PCV lub tkaniny poliestrowej szytej na indywidualne zamówienie. Tkanina w formie balonu jest zamocowana do wcześniej wykonanego fundamentu w postaci zbrojonego pierścienia. Tkanina pełniąc rolę deskowania, nadmuchiwa jest przy pomocy dwóch wentylatorów sprężonym powietrzem o niewielkim ciśnieniu (rys. 4). Następnie od środka kopuły, hermetycznie zamkniętej, natryskuje się na tkaninę warstwę pianki poliuretanowej, w której zatapia się haki stalowe. Do haków przymocowuje się siatkę stalową, pełniącą rolę zbrojenia dla mieszanki betonowej, podawanej metodą torkretowania (rys. 5).



Rys. 4. Widok tkaniny w trakcie nadmuchiwania (www.kopuly.pl)



Rys. 5. Poszczególne warstwy kopuły systemu Monolithic Dome

Obecnie system Monolithic został bardzo rozbudowany – tworząc podsystemy. Wyróżnia się trzy podsystemy; MonolithicDome, Ecoshell (o średnicy do 13 m) i Crenosphere (patent w 1999 roku – średnica kopuły do 300 m i wysokości do 150 m). W podsystemie Ecoshell deskowania pneumatyczne mogą być stosowane jako uniwersalne – w technologii deskowań traconych i jako deskowania wielokrotnego użytku (Ecoshell II).

Z uwagi na dużą odporność tego typu konstrukcji na szkody górnicze, huraganowe wiatry, trzęsienia ziemi, szybkość budowy, 50-70% oszczędności energii przy ogrzewaniu lub chłodzeniu wnętrza obiektu, otwartości wewnętrznej przestrzeni (bez słupów i filarów) system ten zastosowano w 52 krajach i 49 amerykańskich stanach, budując około 4000 kopuł monolitycznych.

W Polsce w tym systemie wykonano dwa obiekty: kościół w Katowicach w 1995 roku (Kobiela i Machnik, 1995) oraz budynek jednorodzinny w Bełku (powiat rybnicki) (rys. 6). Obecnie trwa budowa magazynu na klinkier w Chełmie Lubelskim.

a)



b)

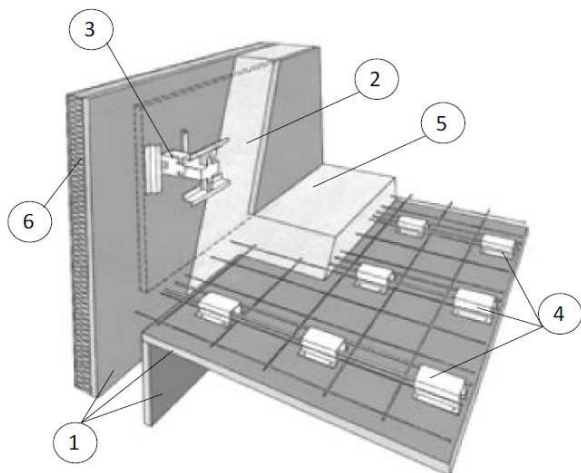


Rys. 6. Obiekty wykonane w technologii „Monolitycznej kopuły”: a) Budynek jednorodzinny w Bełku b) budynek użyteczności publicznej w Avalon, Texas (www.kopuly.pl)

Do nowych technologii deskowań traconych należy zaliczyć rozwiązania stosujące innowacyjne płyty o włóch orientowanych: cementowo-drzazgowe lub magnezytowe. Opatentowany system austriacki

VST bazuje na płytach cementowo-drzazgowych, produkowanych na Słowacji.

Natomiast Czeši zastosowali rozwiązania systemu VST, jako deskowania traconego, do systemu Cetris, z użyciem płyt cementowo-drzazgowych Cetris Basic. Schemat metody wykonania konstrukcji ścian i stropu został przedstawiony na rysunku 7.



Rys. 7. Konstrukcja ściany i stropu systemu deskowania traconego VST i Cetris: 1 – płyty cementowo-drzazgowe CETRIS BASIC (gr. 240 mm), 2 – betonowa ściana, 3 – stalowy element ścienny oddzielający, 4 – profil stalowy HT, 5 – beton stropu, 6 – termoizolacja ściany (www.cetris.cz)

System CETRIS obejmuje wykonanie całego ustroju nośnego – fundamenty, ściany, stopy. Płyty cementowo-drzazgowe mają strukturę warstwową: dwie warstwy zewnętrzne zawierają niewielką ilość wiórów drewna, które wpływają na bardzo dobry moduł sprężystości, twardość, gęstość, wilgotność i gładką powierzchnię, a trzecia warstwa wewnętrzna zawiera długie igłowe drzazgi drzewne, po to, żeby znacznie zwiększyć wytrzymałość płyt na zginanie. Płyty CETRIS produkowane są przez prasowanie mieszanki składającej się z drzazg drewnianych po około 3-4 miesięcznym odpowiednim ich przygotowaniu (65%), cementu portlandzkiego (25%) oraz domieszek hydratyzujących (2%) i wody (10%) (tab. 2).

Natomiast w Rosji produkowana jest płyta cementowo-drzazgowa TAMAK, zalecana jako deskowanie tracone, głównie do wykonania fundamentów (tab. 2).

Opatentowany system o nazwie CastWall bazuje na płycie magnezytowej „Eco-Board”, której podstawowym składnikiem jest oksychlorkowy cement magnezowy. Płyta magnezytowa nowej generacji składa się wyłącznie z ekologicznie czystych komponentów, niezawierających szkodliwych substancji. Płytę magnezytową łatwo ciąć, piłować, przybijać kleić, malować i oklejać. Można łatwo ją giąć. Od średnicy 2 m można tworzyć łuki. Płyta „Eco-Board” produkowana jest w Chinach.

Tab. 2. Parametry techniczne płyt z tworzywem drzazgowym (www.cetris.cz, www.tamak.ru, www.esi-ru.castwall)

Parametry	CETRIS	TAMAK	ECO-BOARD
Rodzaj płyty	Drzazgowo-cementowa	Cementowo-drzazgowa	Magnezytowo-drzazgowa
Skład chemiczny (%)	– Drzazg drzewne – 63 – Cement portlandzki – 25 – hydrauliczne dodatki – 2,0 – woda – 10	– Drzazgi drzewne – 24 – Cement portlandzki – 65 – hydrauliczne dodatki – 2,5 – woda – 8,5	– cement Sorela (MgO, MgCl ₂) – drzazgi drzewne, – perlit – szkło wodne
Geometryczne rozmiary, (mm)	2400x1200xgr 3350x1250xgr	2700x1200xgr 3200x1250xgr 3600x1200xgr	2400x1200xgr 1220x2440xgr Gr= 3+30 mm
Gęstość (kg/m ³)	1150-1450	1100-1400	750-1200
Pęcznienie przez 24 godz (%)	0,28	1,5	0,26
Rozszerzalność liniowa (mm)	1,1	1,5	1,0
Wytrzymałość na zginanie (MPa)	11,5	gr. 10-12 mm	15-22
Dźwiękoszczelność (dB)	31	–	29-44
Przewodność cieplna Dla gr 16 mm (W/mK)	0,248	0,227	0,214

System CastWall jest obecnie szeroko stosowany na rynku wschodnio-azjatyckim, w USA, Kanadzie i Australii. Dla budownictwa niskiego (do 5 kondygnacji) opracowano system deskowania traconego CastWall składającego się z płyt Eco-Board, połączonych specjalnymi łącznikami z włókna szklanego, do których na budowie wlewa się pianobeton (rys. 8).



Rys. 8. Ściana wykonana w technologii „CastWall” – w środku płyt Eco-Board nieautoklawizowany gazobeton (www.castwall.com)

W Polsce technologia z użyciem płyt magnezytowych „Magnesium Oxide Board” jest w trakcie badań (badania są prowadzone w Politechnice Gdańskiej w Katedrze Podstaw Budownictwa i Inżynierii Materiałowej). Inne płyty magnezytowe dostępne na rynku polskim to płyty o nazwie „Imhotep Plate” są dystrybuowane przez przedsiębiorstwo handlowe, bez odpowiednich certyfikatów i wytycznych technologicznych dla systemu bazującego na tej płycie.

Płyty Cetris, Tamak, Eco-board nie zawierają azbestu, fenolu czy żywic formaldehydowo-mocznikowych, a przy tym są odporne na owady, gryzonie oraz działanie pleśni i grzybów.

Płyty magnezytowe Eco-board są niepalne, natomiast pozostałe wykazują dużą odporność ogniową, a podczas palenia nie emitują dymu i nie rozprzestrzeniają ognia. Wybrane właściwości fizyko-mechaniczne płyty „Eco-

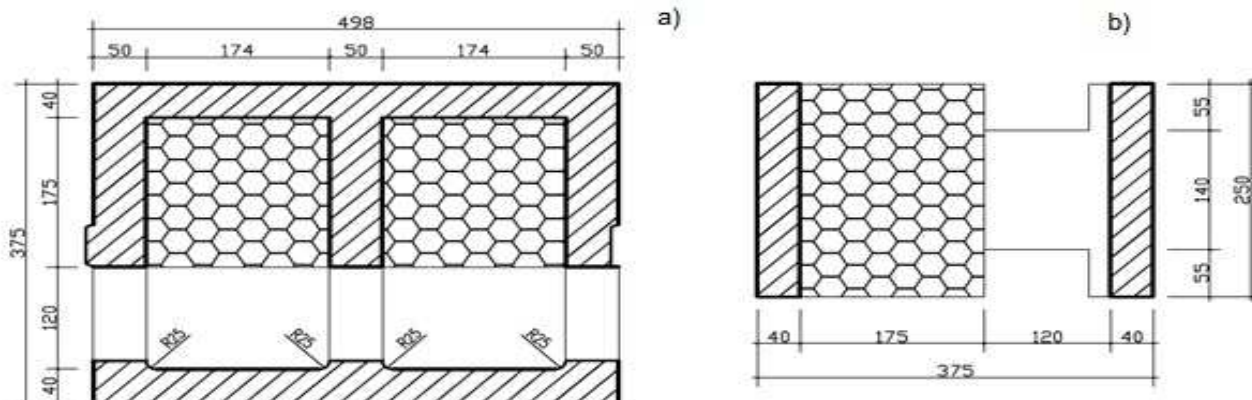
Board” przedstawiono w tabeli 2.

Z grupy materiałów izolacyjno-konstrukcyjnych należy wymienić kanadyjski system „Durisol” (rys. 9). Podstawowym surowcem do produkcji bloczków „Durisol”, w postaci deskowania traconego, są zrębki drzewne i cement portlandzki. Na bloczki stosuje się 80% materiału z recyklingu - miękkiego drewna, będącego produktem ubocznym przemysłu drzewnego. Bloczek „Durisol” jest wykonany z drewna w 90% i spoiwa cementowego w 10%, sprasowanego pod ciśnieniem. Następnie przechodzi on proces obróbki mechanicznej (frezowanie), pozwalającej na utrzymanie właściwych wymiarów wszystkich wyrobów. Zrębki drewna, używane do produkcji bloczków, poddawane są mineralizacji nieszkodliwą dla zdrowia naturalną krzemionką, która zapewnia odporność na czynniki biologiczne i wilgoć.

Od 1953 roku Kanadyjczycy są właścicielami handlowej marki i licencji. Pierwotnie produkcja odbywała się w czterech krajach: Kanadzie, Holandii, Austrii i Słowacji. W ostatnich latach sprzedano 40 licencji na ten system. W Polsce przedstawicielem i dystrybutorem systemu „Durisol” jest przedsiębiorstwo w Ostrowcu Świętokrzyskim.

W 1986 roku opracowano i opatentowano izolacyjny system wznoszenia ścian zewnętrznych wraz z innymi elementami uzupełniającymi. System „Durisol” oferuje pełen asortyment bloczków niezbędnych do wykonania prawidłowego zabezpieczenia ścian przed powstawaniem mostków cieplnych oraz stabilnej konstrukcji budowanego obiektu. Masa bloczka podstawowego waha się w granicach 9-14 kg. Do wykonania 1 m² ściany zużywa się 8 bloczków.

System „Durisol” służy do budowy ścian z bloczków zrębko-cementowych bez użycia klejów lub zaprawy. Puste komory wypełnia się zbrojeniem i zalewa mieszką wypełniającą, średnio 90 l/m² ściany. Bloczki przeznaczone na ściany zewnętrzne wypełniane są wkładkami styropianowymi o różnych grubościach, tak by można było dobrać właściwe parametry oporów termicznych dla różnych regionów. Na rysunku 9. przedstawiono geometryczne parametry bloczka podstawowego w wersji ocieplonej dla ścian zewnętrznych.



Rys. 9. Podstawowy izolowany bloczek Durisol: a) przekrój poziomy b) przekrój pionowy

Każdy bloczek posiada zamek (pióro i wpust), by łatwiej było utrzymać stabilność i prostą linię muru a wszystkie detale technologiczne są tak opracowane, by nie powstawały mostki cieplne. Przetworzenia ścianek bocznych w bloczku wykonano, by po wypełnieniu mieszanką betonową komory, połączyć je z pozostałymi bloczkami i otrzymać ciągłość betonowego rdzenia. W tabeli 3 zamieszczono charakterystykę kilku przykładowych elementów systemu.


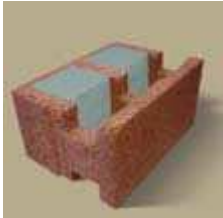

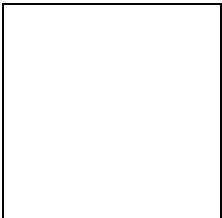
Zalety systemu deskowań traconych „Durisol” są następujące:

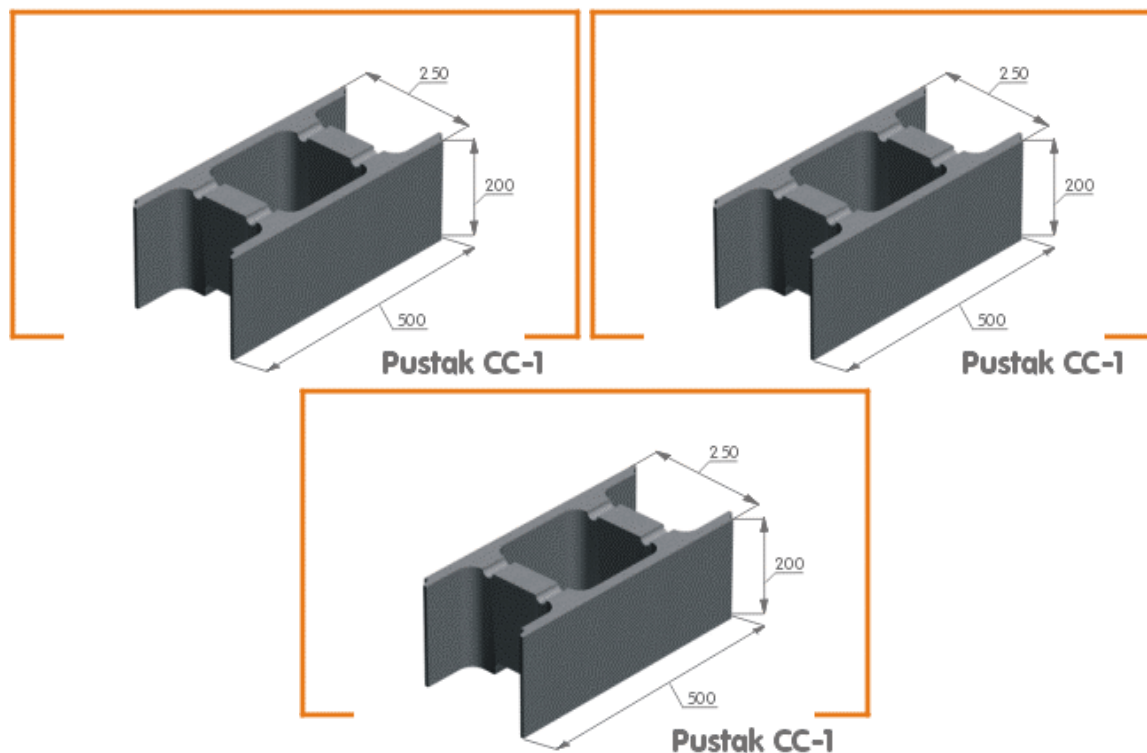
1. izolacyjność termiczna ($U = 0,24 \text{ W/m}^2 \text{ K}$),
2. wysoka akumulacja ciepła,
3. dźwiękochłonność (do $R_w = 60 \text{ dB}$),

4. mały opór dyfuzyjny,
5. wysoka odporność ogniowa – klasa F90 – niepalne,
6. wysoka odporność na czynniki atmosferyczne i biologiczne,
7. eliminacja robót izolacyjnych,
8. łatwość obróbki, budowanie można wykonać własnymi siłami,
9. mniejszy zakres prac, szybsza budowa, niższe koszty,
10. odpada montaż i demontaż rusztowania.

Drugim przykładem deskowania izolacyjno-konstrukcyjnego może być polski system TECHBUD. Od 2006r. grupa pustaków trocinobetonowych TECHBUD CC jest najnowszą modyfikacją popularnej gamy pustaków CS-10-U (rys. 10).

Tab. 3. Charakterystyka parametrów wybranych elementów systemu „Durisol” (www.durisol.ru, www.ekodom-system.pl/durisol.php)

Parametry				
Rodzaj pustaka	zewnątrzny DSs 37,5/14n	zewnątrzny DSs 37,5/14n NEO	wewnętrzny DSi 30/20	wieńcowy DM 15/9 Dr NEO
Rozmiar (szer/dł/wys)	375/500/250 mm	375/500/250 mm	300/500/250 mm	150/500/250 mm
Opór cieplny R2	4,42 m ² K/W	4,76 m ² K/W	1,43 m ² K/W	3,47 m ² K/W
Cena w EUR (szt.)	4,91 €	5,11 €	2,69 €	2,49 €

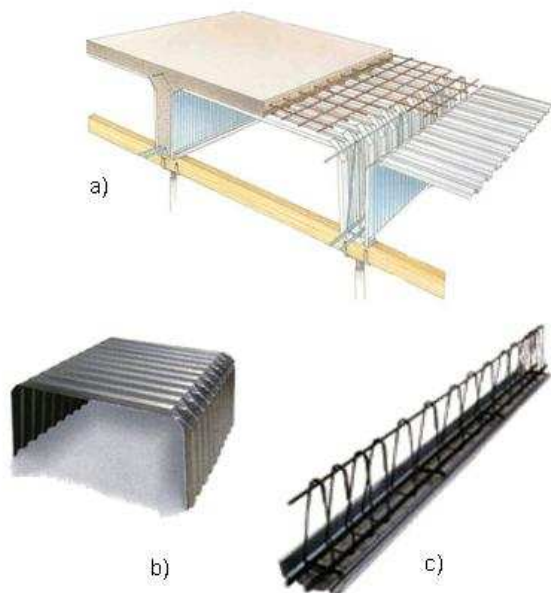


Rys. 10. Gama pustaków trocinobetonowych CC (www.techbud.com.pl)

Pustaki uniwersalne typu TECHBUD CC stosuje się do wykonania ścian betonowych monolitycznych układając je na sucho (bez zaprawy). Po ułożeniu ściany na wysokość pięciu warstw, na około 1 m, należy wypełnić ją betonem. Stabilna konstrukcja pustaków, dzięki specjalnym zamkom pionowym i poziomym, pozwala na zalewanie ich betonem przy użyciu mechanicznych pomp, bez ryzyka odkształcenia się ścian. W przypadkach zwiększenia nośności ścian można stosować zbrojenie poziome i pionowe. Gładka powierzchnia pustaków wymaga tylko szpachlowania i nadaje się do malowania, tapetowania itp. W celu uzyskania lepszego współczynnika przenikania ciepła, ściana wykonana z pustaków uniwersalnych może być od zewnątrz docieplona warstwą wełny mineralnej lub styropianu.

Od zewnątrz taką ścianę można wykończyć na mokro – czyli tynkiem cienkowarstwowym (ostatnio znany pod nazwą ETICS - skrót od angielskiej nazwy *External Thermal Insulation Composite System*) lub płytkami elewacyjnymi, mocowanymi na zaprawę klejową albo na sucho – czyli mocując okładzinę elewacyjną do przytwierdzonego do ściany zewnętrznej rusztu wypełnionego ociepleniem.

Innowacyjnym deskowaniem konstrukcyjnym jest szwedzkie deskowanie tracone typu Sweddeck (rys. 11). Deskowanie jest profilowane według opatentowanej w 1985 roku metody zapewniającej dużą sztywność blach. Od 1992 roku zaznacza się ekspansja tego produktu na rynki europejskie, w tym Polski.



Rys. 11. Strop Sweddeck: a) idea montażu stropu, b) blachy główne, c) żebra (www.sweddeck.cadsys.com.pl; www.spanform.se)

Deskowanie służy do wykonania żebrowych stropów żelbetowych o nośności do 25 kN/m^2 i rozpiętości od 6 do 18 m bez podpór pośrednich. W skład systemu Sweddeck wchodzi: blachy główne, końcowe, denne ze zbrojeniem żeber oraz podkładki dystansowe.

Deskowanie główne jest wykonane z profilowanych blach grubości 0,7 mm. Dostarczane są one w wymiarach: szerokość od 500 do 1500 mm, wysokość od 150 do 900 mm. Dla ułatwienia zakończenia stropu przy ścianach nierównoległych do żeber, blachy główne mogą być wykonane bez jednej ścianki bocznej. Maksymalna masa blachy to 11 kg.

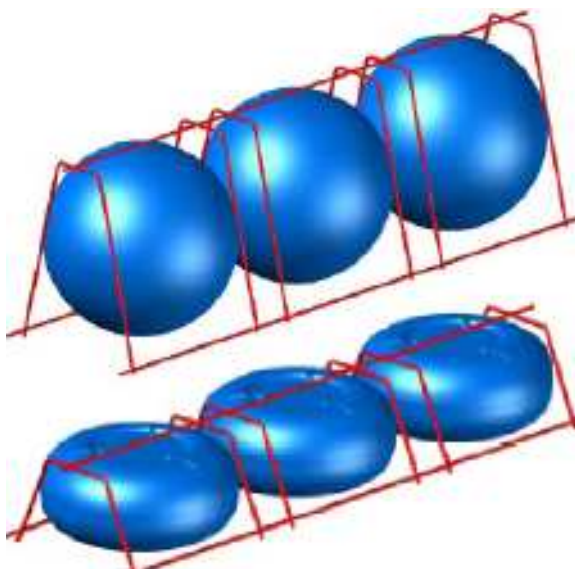
Blachy denne deskowania żeber mają grubość 1,5 mm. Wykonywane są w dwóch szerokościach: 180 i 240 mm. Długość blachy wraz ze zbrojeniem żeber można dostosować do odstępów między podporami.

Szkielet żebra składa się z prętów poziomych i strzemion. Górny pręt poziomy jest również oparciem dla siatki zbrojeniowej płyty. Zbrojenie żeber jest ułożone na blachach, na podkładkach dystansowych grubości 12 mm. Dla szerszych blach dennych oraz gdy jest wymagana wyższa klasa odporności ogniowej, stosuje się podkładki dystansowe grubości 25 mm. Zbrojenie żeber może być zwymiarowane dla dowolnego obciążenia zgodnie z obowiązującymi normami. Rozstaw osiowy żeber wynosi 600-1500 mm. Blachy końcowe są elementami formującymi boki podciągów, wykonanymi ze stali o grubości 1,00-1,25 mm.

Elementy deskowania są zabezpieczone przed korozją powłoką metalizowaną grubości 25 mm z cynku (275 g/m^2) lub stopu cynku i aluminium (150 g/m^2). Czas montażu całego systemu, łącznie z ustawieniem i usunięciem podpór montażowych wynosi 0,2-0,3 roboczogodziny na 1 m^2 stropu (www.sweddeck.cadsys.com.pl). Można je stosować w obiektach zarówno przemysłowych jak i użyteczności publicznej takich jak: banki, parkingi, hale widowiskowo-sportowe, domy towarowe, centra wystawowe.

Innym przykładem deskowań traconych jest grupa stropów typu Filigran. W ostatnich latach na bazie stropu typu Filigran opracowano zespolony, żelbetowy strop Cobiax. Składa się on z wielkopowierzchniowych prefabrykowanych płyt żelbetowych, pełniących funkcję deskowań, z zatopionymi dźwigarkami kratowymi, wykonywanych w zakładzie prefabrykacji oraz z wypełnienia kulami, zbrojenia siatkami i warstwy nadbetonu wylewnego na budowie. Nowością tego stropu jest wypełnienie, ułożone pomiędzy dolnym i górnym zbrojeniem płyty żelbetowej, w postaci pustych, plastikowych wkładów o wysokości od 100-450 mm (np. kule), które są zabezpieczone stalowymi prętami w kształcie kosza (rys. 12).

Wymiarowanie stropu Cobiax, jako dwukierunkowego płaskiego stropu, wykonuje się według konwencjonalnych metod jak dla stropów masywnych, zgodnie z aktualnymi normami dla budownictwa żelbetowego. Daje to możliwość, przy zachowaniu ekonomiczności rozwiązania, osiągnięcia rozpiętości pojedynczego przęsła od 18-20 m (przy grubości stropu około 600 mm) – w układach wieloprzęsłowych. Szczególnie korzystnie kształtuje się strop o rozpiętości 10-12 m i grubości około 400 mm. Grubość płyt filigranowych jest zmienna i waha się od 40 mm do 70 mm. Do montażu płyt stropowych niezbędny jest żuraw budowlany o odpowiedniej nośności.



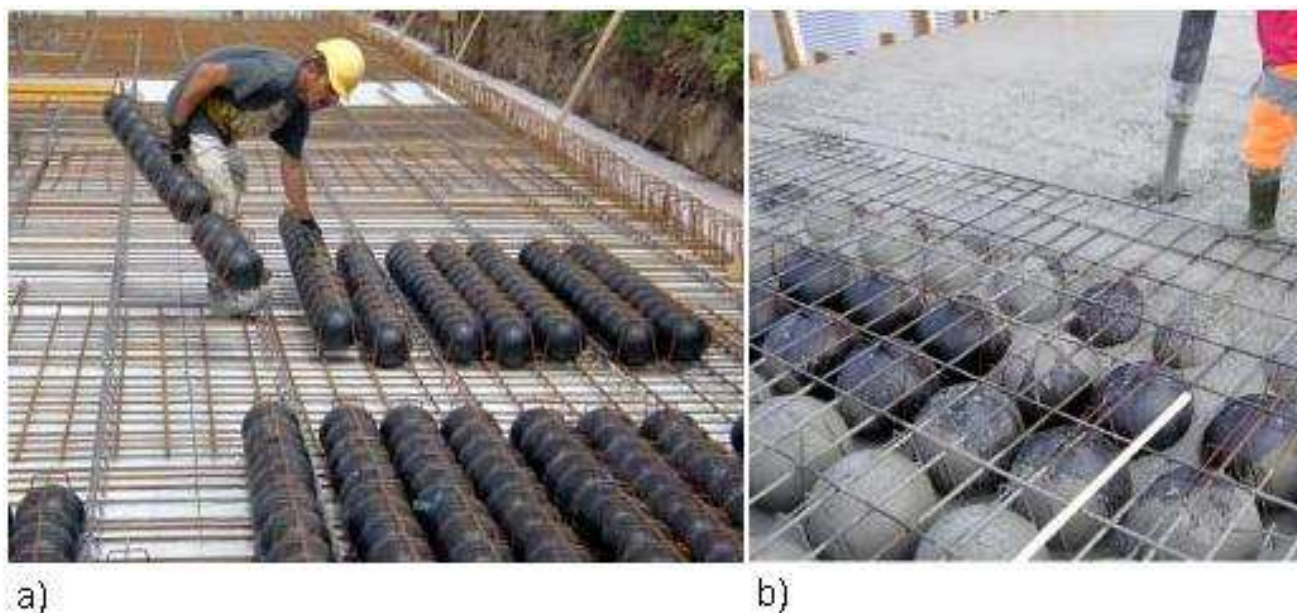
Rys.12. Wypełnienie stropu Cobiax – nadmuchane plastikowe kule dwóch typów Eco-Line i Slim-Line (www.baumat.com.pl)

Strop Cobiax jest do 35% lżejszy w porównaniu do masywnych stropów monolitycznych o tych samych parametrach. Ma on zastosowanie w obiektach, gdzie występuje potrzeba zastosowania dużych rozpiętości stropów oraz płaskiej i gładkiej powierzchni spodniej stropu (rys. 13).

Wśród najważniejszych zalet deskowań Cobiax można wyróżnić:

- skrócenie czasu wykonywania stropu na budowie,
- zmniejszenie liczby słupów i tym samym stóp fundamentowych,
- redukcja ciężaru własnego o $1,32 \text{ kN/m}^2 - 4,77 \text{ kN/m}^2$,
- zmniejszona kubatura budynku przy tej samej funkcji budynku,
- brak belek podporowych,
- brak “klawiszowania” w trakcie eksploatacji,
- nie ma konieczności wykonywania specjalnych wieńców,
- całkowite wyeliminowanie deskowania na budowie,
- uproszczenie prac zbrojarskich,
- duże obciążenia użytkowe (powyżej 10 kN/m^2),
- swoboda projektowa dla architektów-dowolność kształtu (łuki, wycięcia, otwory).

W deskowaniach traconych wykonuje się również całą gamę stropów gęstożebrowych żelbetowych. W przypadku wykonywania stropów w deskowaniach traconych należy je częściowo wzmocnić, podpierając stemplami bezpośrednio przed wypełnieniem mieszanką. Czynności demontażowe przy stropach wykonanych w deskowaniach traconych mogą nastąpić w terminie o 50% krótszym w porównaniu do rozwiązań tradycyjnych.



Rys.13. Wykonanie stropu Cobiax: a) Modułarne układanie kul na dolnej płycie prefabrykowanej zbrojonej b) górne zbrojenie siatką i wykonanie nadbetonu stropu (www.cobiax.com)

5. Wnioski

Możliwości zastosowania systemów deskowań traconych są praktycznie nieograniczone. Znajdują one zastosowanie do wszystkich nośnych konstrukcji budowlanych jak ściany, stropy, dźwigary, filary, schody, a także w przypadku pochyłych ścian, stropów, nienośnych ścianek działowych.

Deskowania tracone mają różnorodne zastosowania, od budynków jednorodzinnych po obiekty specjalistyczne, indywidualnie projektowane.

Zauważalną tendencją w rozwoju systemów technologicznych jest położenie nacisku na aspekt ekologiczny i ergonomiczny.

Formy wykonywane są z materiałów ogólnie dostępnych, regionalnych i tanich, o nieskomplikowanej konstrukcji, umożliwiającej łatwy montaż przez nisko wykwalifikowanych pracowników.

Współczesne deskowania tracone wykonywane są z materiałów biodegradowalnych i zaliczają się do bezodpadowych tzw. zielonych technologii.

Systemy deskowań traconych to połączenie technologii prefabrykowanej z technologią monolityczną, co daje w efekcie lepsze rezultaty – zmniejszony czas i koszt budowy przy jednoczesnym podwyższeniu jakości zarówno robót jak i finalnego produktu jakim jest wykonana konstrukcja.

Obserwuje się wzrost zainteresowania deskowaniami traconymi ze strony dużych inwestorów, doceniających korzyści wynikające ze stosowania innowacyjnych materiałów i technik wykonania poszczególnych elementów konstrukcji lub całych obiektów budowlanych.

Deskowania tracone tworzą wyrazistą i specyficzną grupę konstrukcyjno-technologiczną.

Literatura

- Jasiczak J. (2003). *Technologie budowlane II. IKB, Alma Mater, Poznań.*
- Kobiela M., Machnik D. (1995). *Technologia wykonania monolitycznej kopuły żelbetowej formowanej na powłoce pneumatycznej. Przegląd Budowlany, 8-9/1995, 29- 32.*

- Korona L. (1996). *Analiza techniczno-ekonomiczna deskowań traconych. W: materiały Konferencji Naukowo-Technicznej. Wrocław, 303-308.*
- Korona L. (1994). *Próba usystematyzowania deskowań traconych oraz ich klasyfikacja. W: materiały Konferencji Naukowej „Nowoczesne Technologie Budowlane”, Gliwice, 175-183.*
- Martinek W., Nowak P., Woyciechowski P. (2010). *Technologia robót budowlanych. Oficyna Wyd. PW, Warszawa.*
- Orłowski Z. (2010a). *Podstawy technologii betonowego budownictwa monolitycznego. PWN, Warszawa.*
- Orłowski Z. (2010b). *Współczesne systemy deskowań w budownictwie betonowym. W: materiały VII Konferencji naukowo-technicznej „Problemy przygotowania i realizacji inwestycji budowlanych”, Puławy.*
- Rowiński, L. (2001). *Rusztowania robocze i nośne. Polskie Centrum Budownictwa, Warszawa.*
- Rowiński L., Kobiela M., Skarżyski A. (1986). *Technologia monolitycznego budownictwa betonowego. PWN, Warszawa.*

INNOVATIVE TECHNOLOGY OF LOST FRAMEWORK

Abstract: In a world of fast growing data transfer, as well as integration movements within European Union, transfer of technology becomes also faster. Lost framework can be a good example, since for the last 20 years its meaning was enlarged because of its multiple usage, thanks to the variety of material, construction and technology solutions in offer. Referring to these processes, the article includes: meaning and range of lost framework usage, new classification of lost framework considering multiple criteria, short technical characteristics of chosen lost framework systems.

Składam serdeczne podziękowania za współpracę Panu Janowi Pręgowskiemu z firmy Monolityczne Konstrukcje M.C.P. oraz Panu Dariuszowi Rosikowi z firmy Maxfrank.

Pracę wykonano na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska UTP w Bydgoszczy w ramach realizacji badań statutowych nr 33 na lata 2011-2013, finansowanych ze środków MNiSW

BEZPIECZEŃSTWO PROCESOWE W OBIEKTACH PRZEMYSŁOWYCH

Andrzej KOZAK*

Wydział Bezpieczeństwa Procesowego i Funkcjonalnego, Zespół Koordynacji Inspekcji,
Urząd Dozoru Technicznego, ul. Radarowa 9, 2-137 Warszawa

Streszczenie: Przedstawiono zasady oceny ryzyka instalacji przemysłowej w całym cyklu życia obiektu. Podano schemat decyzyjny w analizie ryzyka oraz sugestie dotyczące zastosowania technik analizy ryzyka. Wskazano na związek między bezpieczeństwem procesowym a planowaniem przestrzennym.

Słowa kluczowe: analiza ryzyka, bezpieczeństwo, planowanie przestrzenne, cykl życia obiektu.

1. Bezpieczeństwo instalacji przemysłowych

Projektowanie i wykonywanie technologicznych instalacji przemysłowych musi uwzględniać warunki ich bezpiecznego działania. Dotyczy to w szczególności tych procesów przemysłowych, które wiążąc się z przebiegiem reakcji chemicznych lub zmianą stanu skupienia substancji stwarzają zagrożenia dla życia i zdrowia ludzkiego, majątku (budynków) oraz środowiska. Z takimi zagrożeniami mamy do czynienia zwłaszcza w branżach: chemicznej, petrochemicznej (rafineryjnej), gazowniczej i energetycznej. Musimy je sprawnie identyfikować. Urząd Dozoru Technicznego prowadzi kompleksową usługę w zakresie podniesienia poziomu bezpieczeństwa procesowego w całym cyklu życia instalacji.

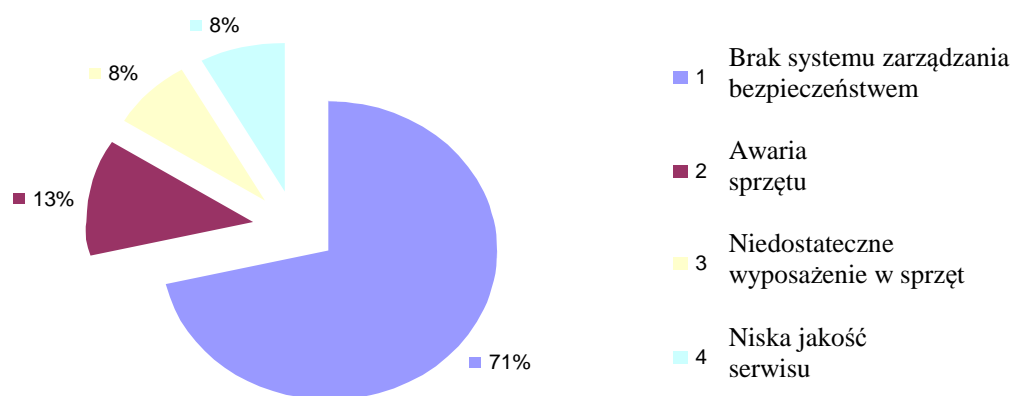
Na rysunku 1 przedstawiono zestawienie przyczyn wypadków (Raport, 1997) w brytyjskim przemyśle

gazowniczym. Jako dominujący element uznano braki w systemie zarządzania.

2. Bezpieczeństwo procesowe a funkcjonalne

Pojęcie „bezpieczeństwo” rozumiane jest jako brak niemożliwego do zaakceptowania ryzyka dla zdrowia, życia lub strat w majątku czy środowisku naturalnym. Natomiast ryzyko w obszarze nauk stosowanych definiuje się jako iloczyn prawdopodobieństwa (częstości występowania) danego zjawiska i skali strat (wielkości skutków niepożądanych):

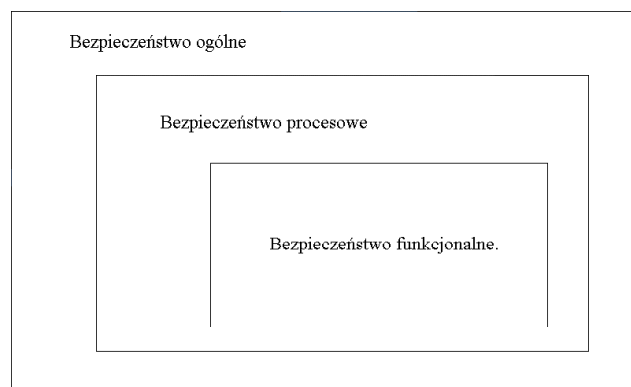
$$\text{ryzyko} = \{\text{częstość}\} \times \{\text{straty}\} \quad (1)$$



Rys. 1. Statystyka wypadków (Raport, 1997)

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: andrzej.kozak@udt.gov.pl

Bezpieczeństwo procesowe jest to ogół zagadnień dotyczących bezpieczeństwa pracy instalacji przemysłowej w sektorze przemysłu procesowego (chemia, petrochemia, energetyka, gazownictwo). Ogólny model (systematykę) zarządzania ryzykiem (bezpieczeństwem) w przemyśle procesowym (chemia, petrochemia, gazownictwo i energetyka konwencjonalna) przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Systematyka bezpieczeństwa

Bezpieczeństwo funkcjonalne jest podzbiorem bezpieczeństwa procesowego. Jest to dziedzina inżynierii, zajmująca się zapobieganiem zagrożeniom poprzez odpowiednio zaprojektowane zabezpieczenia o ściśle określonych funkcjach. Zaprojektowana funkcja musi być precyzyjnie pełniona w ściśle określonych warunkach realnego zagrożenia z żadaną dokładnością i w określonym czasie. Od precyzji tego działania zależy

bezpieczeństwo ludzi, instalacji i środowiska. Układy bezpieczeństwa funkcjonalnego składają się z trzech elementów: czujnika (przetwornika), odpowiedniego układu logicznego (często programowalnego) i elementów wykonawczych.

3. Zarządzanie bezpieczeństwem

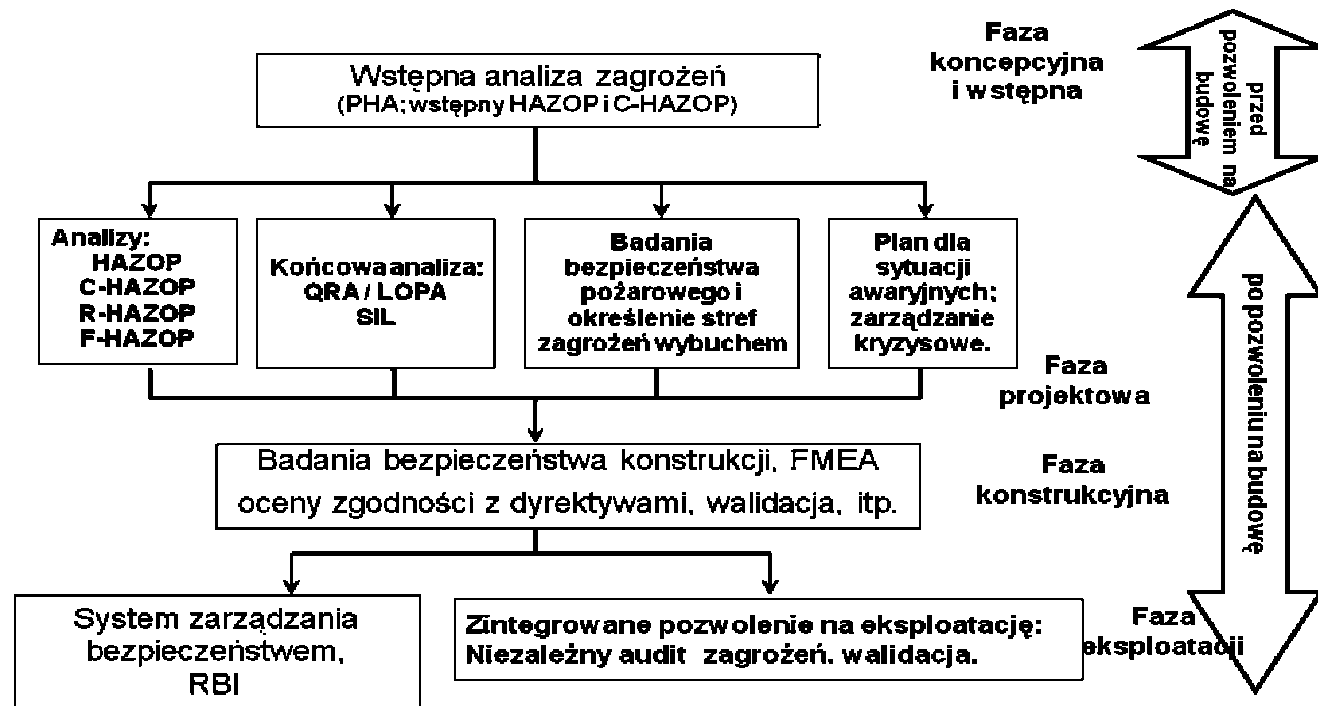
Z formalnego punktu widzenia „bezpieczeństwo” jest funkcją argumentu „ryzyko”:

$$\text{bezpieczeństwo} = f(\text{ryzyko}) \quad (2)$$

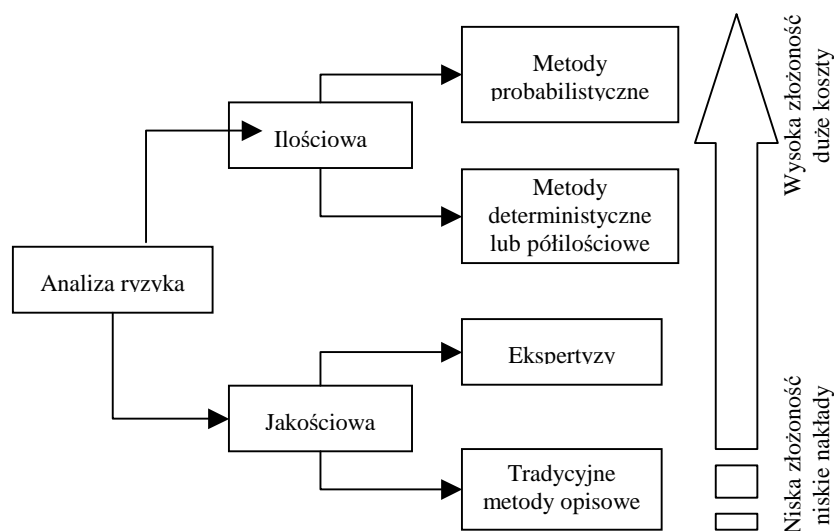
Bezpieczeństwo procesowe może być oceniane w trzech fazach cyklu życia instalacji: projektu, zarządzania ryzykiem w nowo wybudowanym zakładzie i w fazie likwidacji produkcji.

Schemat analizy ryzyka przedstawia rysunek 4. Pokazano na nim, że jakościowa analiza ryzyka, obejmująca ekspertyzy i tradycyjne metody opisowe, jest metodą, którą cechuje nie tylko niska złożoność, ale również niskie nakłady. Natomiast ilościową analizę ryzyka prowadzoną metodami probabilistycznymi i deterministycznymi (lub półilościowymi) cechuje wysoka złożoność i wysokie nakłady.

Efektom przeprowadzonych analiz jest uzyskanie m.in. odpowiedzi na pytanie o bezpieczne odległości między budynkami. Co jest bardzo ważne w planowaniu przestrzennym.



Rys. 3. Ogólny model zarządzania bezpieczeństwem w cyklu życia obiektu



Rys. 4. Schemat decyzyjny koszty vs. nakłady w analizie ryzyka

W praktyce inżynierskiej stosowane są poniżej zestawione metody:

- A. metody porównawcze (wykorzystanie wiedzy o podobnych instalacjach)
 1. metody indeksowe (np. DOW Index, OPS Index),
 2. listy kontrolne.
- B. metody przeglądowe: (systematyczny przegląd zagrożeń)
 1. PHA (*Preliminary Hazard Analysis* – Wstępna Analiza Zagrożeń),
 2. HAZOP (*Hazard nad Operability Study* – Studium Zagrożeń i Zdolności Operacyjnych),
 3. „What – If” (Co będzie jeśli...).
- C. metody analityczne: (wykrycie zagrożeń i ilościowa ocena scenariuszy awaryjnych)
 1. FMEA (*Fault Mode and Effect Analysis*),
 2. FTA (*Fault Tree Analysis*),
 3. ETA (*Event Tree Analysis*),
 4. CCA (*Cause Consequence Analysis*).

Poniższa tabela przedstawia (tab. 1), w jakich przypadkach mają zastosowanie poszczególne metody przeglądowe badania poziomu bezpieczeństwa procesowego.

4. Etap projektowania instalacji – procedura oceny bezpieczeństwa

Wstępna analiza zagrożeń – PHA (*Preliminary Hazard Analysis*), wykonywana we wstępnej fazie projektu, pozwala określić wielkość i skalę zagrożenia oraz wymagania co do sposobu zabezpieczenia przed nim. W końcowej fazie projektu (faza P&ID), przed rozpoczęciem fazy konstrukcji, należy przeprowadzić analizę HAZOP, z której wnioski przedstawia się w czterech kategoriach:

- a. kategoria I – zagrożenie pomijalnie małe,
- b. kategoria II – zagrożenie marginalne,
- c. kategoria III – zagrożenie krytyczne,
- d. kategoria IV – zagrożenie katastroficzne.

Tab. 1. Zastosowanie metod analizy ryzyka

Nazwa metody	Projekt wstępny	Projekt	Eksploatacja	Modernizacja Zmiany
PHA - Wstępna analiza zagrożeń	polecana	nie wskazana	nie wskazana	polecana
HAZOP	nie wskazana	polecana	może być stosowana	polecana
Listy kontrolne Metody indeksowe	może być stosowana	może być stosowana	polecana	może być stosowana
What - If	polecana	nie wskazana	może być stosowana	polecana
Analiza bezpieczeństwa oprogramowania	nie wskazana	polecana	nie wskazana	polecana

Kategoria I i II oznacza niewielkie straty w instalacji i małą liczbę rannych osób.

Kategoria III oraz IV – poważne straty i ofiary śmiertelne.

Bazując na wynikach analizy PHA i HAZOP należy wykonać analizę ilościową ryzyka – QRA (*Quantitative Risk Analysis*) dla obwodów kategorii III i IV. Uzyskuje się w ten sposób „przydział” zagrożenia, który musi być skompensowany przez stosowne zabezpieczenia i sprzęt elektryczny lub automatykę. Prawdopodobieństwo niezadziałania tego sprzętu określane jest jako SIL reprezentowane przez liczby całkowite z przedziału 1-4 (PN-EN 61508, 2010).

Sprzęt w układach bezpieczeństwa może być skonfigurowany w następujące układy:

- a. typ 1oo1 – one out of one
„jeden z jednego” – awaria elementu powoduje niesprawność całej pętli bezpieczeństwa, brak redundancji;
- b. typ 1oo2 – one out of two
„jeden z dwóch” – do poprawnej pracy pętli bezpieczeństwa wymagana jest poprawna praca jednego układu – układ o zwiększonej dostępności;
- c. typ 2oo2 – two out of two
„dwa z dwóch” – wymagana jest niezawodność obydwu elementów – układ o podwyższonych parametrach bezpieczeństwa ale technologicznie przeszywniony;
- d. typ 1oo2D – one out of two with diagnostics
„jeden z dwóch z diagnostyką” – decyzja o niezawodności podjęta jest w wyniku automatycznych badań diagnostycznych;
- e. typ 2oo3 – two out of three
„dwa z trzech” – wymagana jest poprawna praca dwóch elementów pętli bezpieczeństwa;
- f. typ NooMD
„N z M z diagnostyką” – wymagana jest prawidłowa praca N elementów. Decyzja wypracowywana jest automatycznie w procesie głosowania jako wynik badań diagnostycznych.

5. Kompetencje personelu

Bezpieczeństwo funkcjonalne jest nierozdzielnie związane z bezpieczeństwem technicznym, które jest istotą działania Urzędu Dozoru Technicznego (UDT). Zarządzanie bezpieczeństwem procesowym i funkcjonalnym wymaga olbrzymiej wiedzy i doświadczenia inżynierskiego, a w związku z tym odpowiednich przygotowań. Dlatego kompetencje osób odpowiedzialnych za bezpieczeństwo funkcjonalne we wszystkich istotnych branżach przemysłu, przykładowo petrochemicznym, chemicznym czy energetycznym, uznane zostały przez UDT za najważniejszy element systemu.

Jednostka certyfikująca osoby UDT CERT przyjęła program certyfikacji osób odpowiedzialnych za bezpieczeństwo funkcjonalne. Program ten zapewnia osobom certyfikowanym udowodnienie kompetencji w oparciu o określone i uznane na arenie międzynarodowej standardy takie jak:

- w zakresie ogólnych zasad bezpieczeństwa funkcjonalnego – PN-EN 61508,
- w zakresie przemysłu procesowego – PN-EN 61511,
- w zakresie maszyn – PN-EN 62061
- w zakresie elektrowni jądrowych – IEC 61513.

Informacje można znaleźć na stronie internetowej UDT: www.udt.gov.pl.

Literatura

- Raport „Explosion in gas-fired plant” (1997). *AEA Technology plc for the Health and Safety Executive*, Vol. 139.
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 1. Wymagania ogólne.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 2. Wymagania dotyczące elektrycznych (elektronicznych) programowalnych elektronicznych systemów związanych z bezpieczeństwem.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 3. Wymagania dotyczące oprogramowania.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 4. Definicje i skróty.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 5. Przykłady metod określania poziomów nienaruszalności.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 6. Wytyczne do stosowania IEC 61508 – 2 i IEC 61508 – 3.*
- PN-EN 61508 (2010). *Bezpieczeństwo funkcjonalne elektrycznych (elektronicznych) programowalnych systemów związanych z bezpieczeństwem: cz. 7. Przegląd technik i miar.*

RISK ANALYSIS IN INDUSTRIAL FACILITIES

Abstract: This article presents the methods of risk analysis of an industrial facility during its whole lifetime cycle. The document describes a decision diagram which is used in risk analysis and provides with suggestions concerning different methods applied in risk analysis. The article also explains a correlation between risk analysis and land-use planning.

MODYFIKACJA KOSZTOWA ALGORYTMU JOHNSONA DO SZEREGOWANIA ZADAŃ BUDOWLANYCH

Michał KRZEMIŃSKI, Paweł NOWAK*

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Streszczenie: W artykule zaprezentowano modyfikację algorytmu Johnsona, polegającą na dodaniu elementu badania kosztów realizacji zadań wybranych maszyn budowlanych. Jednym z elementów optymalizacji harmonogramów budowlanych jest szeregowanie zadań. Zdarza się, że wynikiem pracy algorytmów jest kilka różnych szeregów, których łączny czas jest sobie równy, natomiast różne jest ustawienie czynności wewnątrz nich. Bardzo rzadko zdarza się, aby różne ustawienia czynności generowały takie same koszty. Algorytm Johnsona szereguje w sposób optymalny pracę dwóch jednostek produkcyjnych na „n” działkach roboczych. Do algorytmu został dodany element funkcji kosztów przejścia poszczególnych jednostek produkcyjnych pomiędzy działkami roboczymi. Zaprezentowana modyfikacja algorytmu Johnsona nie wpłynęła na zwiększenie jego komplikacji obliczeń.

Słowa kluczowe: Algorytm Johnsona, szeregowanie zadań, koszty.

1. Wprowadzenie

Jednym z elementów optymalizacji harmonogramów budowlanych jest szeregowanie zadań. Istnieje kilka metod szeregowania zadań. Nie zawsze jednak dają one jedno rozwiązanie optymalne. Zdarza się, że wynikiem pracy algorytmów jest kilka różnych szeregów, których łączny czas jest sobie równy, natomiast różne jest ustawienie czynności wewnątrz nich (Marcinkowski, 2009). Bardzo rzadko zdarza się, aby różne ustawienia czynności generowały takie same koszty robót. W referacie przedstawiono propozycję Algorytmu Johnsona szereguje w sposób optymalny pracę dwóch jednostek produkcyjnych na „n” działkach roboczych. Został dodany element funkcji kosztów przejścia poszczególnych jednostek produkcyjnych pomiędzy działkami roboczymi. Zaprezentowana modyfikacja algorytmu Johnsona nie wpłynęła na zwiększenie jego komplikacji obliczeń.

2. Modyfikacja kosztowa algorytmu Johnsona

Jednym z ważnych elementów optymalizacji harmonogramów budowlanych jest poprawne szeregowanie zadań. Istnieje kilka metod szeregowania zadań, należą do nich: algorytm symulacyjny, algorytm Johnsona, algorytm Łomnickiego i algorytm Browna –

Łomnickiego. Wszystkie te metody podejmują temat z uwzględnieniem kryterium minimum czasu realizacji przedsięwzięcia. Nie zawsze jednak dają one jedno rozwiązanie optymalne. Zdarza się, że wynikiem pracy algorytmów jest kilka różnych szeregów, których łączny czas jest sobie równy, natomiast różne jest ustawienie czynności wewnątrz nich. Bardzo rzadko zdarza się, aby różne ustawienia czynności generowały takie same koszty.

W tym referacie została zaprezentowana modyfikacja algorytmu Johnsona, polegająca na dodaniu elementu kosztowego. Algorytm Johnsona szereguje w sposób optymalny pracę dwóch jednostek produkcyjnych na „n” działkach roboczych. Został dodany element rozpatrujący koszty przejścia poszczególnych maszyn pomiędzy działkami roboczymi.

2.1. Algorytm Johnsona

Algorytm Johnsona został opisany na podstawie Jaworskiego (2009). Algorytm został sformułowany przy założeniu, że harmonogramowanie jest wieloetapowym procesem planowania. Algorytm wykonuje optymalizację dla pracy dwóch jednostek produkcyjnych na „n” działkach roboczych. Poniżej znajduje się opis poszczególnych kroków algorytmu:

1. Przyjąć $r = 1, s = 1$;
2. Znaleźć najmniejszą liczbę spośród czasów a_j, b_j , ($j = 1, 2, \dots, n$), gdzie a_j, b_j są zbiorami czasów pracy

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: p.nowak@il.pw.edu.pl

- jednostek produkcyjnych na poszczególnych działkach roboczych;
- Jeżeli liczbą tą jest a_k , to $p_r = k$ oraz $r := r + 1$, jeżeli zaś liczbą tą jest b_l , to $p_s = l$ oraz $s := s - 1$;
 - Usunąć ze zbioru czasów trwania parę (a_k, b_k) lub (a_l, b_l) ;
 - Powtórzyć postępowanie od punktu 2.

2.2. Ustalenie kosztów przejścia jednostek produkcji pomiędzy poszczególnymi działkami roboczymi

Algorytm Johnsona został opracowany na potrzeby szeregowania zadań dla „n” działek roboczych. W opracowanej modyfikacji modelu, należy ustalić koszty przejść jednostek produkcyjnych pomiędzy działkami roboczymi. Algorytm podstawowy ustala optymalną kolejność dla „n” działek roboczych i dwóch rodzajów jednostek produkcyjnych, kryterium jest czas minimalny. Koszty przejścia powinny być zdefiniowane dla dwóch jednostek produkcyjnych osobno. Jest to powodowane tym, że koszt przeprowadzenia maszyny A z działki i na działkę j może być różny od kosztu przeprowadzenia maszyny B z działki i na działkę j . Koszty przejść pomiędzy działkami dla obu maszyn zostały zdefiniowane w postaci macierzowej. Macierze nie muszą być symetryczne (Paszula, 2007), koszt przejścia z działki i na działkę j nie musi być równy kosztowi przejścia z działki j na działkę i . Poniżej znajdują się definicje macierzy kosztów (1):

$$K_{ij}^A = \begin{bmatrix} k_{11}^A & k_{12}^A & \dots & k_{1j}^A \\ k_{21}^A & k_{22}^A & \dots & k_{2j}^A \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{i1}^A & k_{i2}^A & \dots & k_{ij}^A \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$K_{ij}^B = \begin{bmatrix} k_{11}^B & k_{12}^B & \dots & k_{1j}^B \\ k_{21}^B & k_{22}^B & \dots & k_{2j}^B \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{i1}^B & k_{i2}^B & \dots & k_{ij}^B \end{bmatrix}$$

gdzie: $i, j \in N$; $i = 1, 2, \dots, n$; $j = 1, 2, \dots, n$.

K_{ij}^A jest macierzą kosztów przejścia dla jednostki produkcyjnej typu A, K_{ij}^B jest macierzą kosztów przejścia dla jednostki produkcyjnej typu B, k_{ij}^A jest kosztem przejścia jednostki produkcyjnej typu A z działki i na działkę j , k_{ij}^B jest kosztem przejścia jednostki produkcyjnej typu B z działki i na działkę j .

2.3. Określenie rozwiązania optymalnego za pomocą zmodyfikowanego Algorytmu Johnsona

W zmodyfikowanym Algorytmie Johnsona optymalizacja prowadzona będzie na podstawie dwóch kryteriów. Pierwszym kryterium będzie minimalizacja czasu produkcji (Jaworski, 2004). Drugim będzie minimalizacja kosztów towarzyszących danej produkcji budowlanej. W zmodyfikowanym modelu ustalono, że kryterium

nadrzędnym jest kryterium czasowe. Tak więc, pierwszym krokiem będzie ustalenie kolejności odpowiadającej minimalnemu czasowi realizacji prac na obu działkach roboczych. Tak jak napisano we wstępie istnieje jednak możliwość otrzymania kilku ciągów, których czas realizacji będzie najmniejszy i taki sam. Klasyczny algorytm Johnsona nie odpowiada na pytanie, który wybrać. Jeżeli jednak nastąpi taka sytuacja, należy zastosować kryterium kosztowe. Mając dane macierze kosztów, określające koszty przejść poszczególnych środków produkcji pomiędzy poszczególnymi działkami, istnieje możliwość określenia kosztu dla każdego z możliwych wariantów uzyskanych z kryterium czasowego. Wariant posiadający minimalny czas i koszt uznaje się za optymalny.

2.4. Przykład zastosowania zmodyfikowanego Algorytmu Johnsona

Dwie maszyny mają wykonać pracę na 6 działkach roboczych. Zbiór A (2) określa czasy pracy maszyny A na działkach roboczych, zbiór B (2) natomiast określa czasy pracy maszyny B na działkach roboczych. Na każdej działce praca musi być wykonana najpierw przez maszynę A, a dopiero potem przez maszynę B. Podane zostały również w postaci macierzowej koszty przejścia maszyn pomiędzy poszczególnymi działkami. Koszty podane zostały w macierzach K_{ij}^A i K_{ij}^B (3). Należy uszeregować zadania tak, aby czas realizacji i koszt były jak najmniejsze.

$$A = \{2,3,1,4,2,3\} \quad (2)$$

$$B = \{1,4,2,2,2,1\}$$

$$K_{ij}^A = \begin{bmatrix} 0 & 3 & 4 & 5 & 2 & 1 \\ 3 & 0 & 2 & 1 & 4 & 5 \\ 4 & 2 & 0 & 2 & 3 & 2 \\ 5 & 1 & 2 & 0 & 1 & 4 \\ 2 & 4 & 3 & 1 & 0 & 3 \\ 1 & 5 & 2 & 4 & 3 & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$K_{ij}^B = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 4 & 3 & 2 \\ 2 & 0 & 2 & 3 & 1 & 4 \\ 2 & 3 & 0 & 2 & 3 & 2 \\ 5 & 3 & 3 & 0 & 2 & 3 \\ 3 & 2 & 3 & 2 & 0 & 4 \\ 3 & 4 & 3 & 4 & 4 & 0 \end{bmatrix}$$

W celu rozwiązania zadania należy najpierw wykonać optymalizację z uwzględnieniem kryterium czasowego. Po wykonaniu tej optymalizacji otrzymane zostaną szeregi preferencyjne. Wszystkim wyznaczonym szeregom odpowiada najkrótszy cykl realizacji. Nie jest jednak wiadomo, który z szeregów będzie generował najmniejsze koszty. W tabeli 1 przedstawiono szeregi preferencyjne wraz z odpowiadającymi im kosztami. Kolumna pierwsza prezentuje szeregi preferencyjne, w kolumnie drugiej znajdują się koszty jakie odpowiadają każdemu

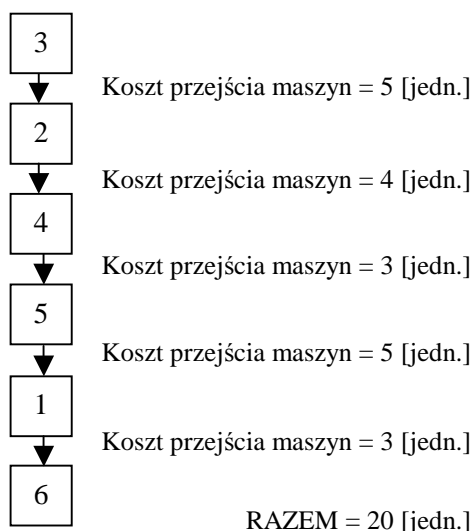
z szeregów.

W tabeli 1 znajdującej się powyżej przedstawiono sześć możliwości rozwiązań danego zadania. W każdym z przypadków czas był minimalny i wynosił 16 jednostek. Czas we wszystkich przypadkach jest taki sam. Jeżeli jednak przeprowadzimy dodatkową analizę kosztową okazuje się, że koszty ponoszone w zależności od wybranego wariantu mogą się różnić między sobą nawet o kilkadziesiąt procent. Jako rozwiązanie

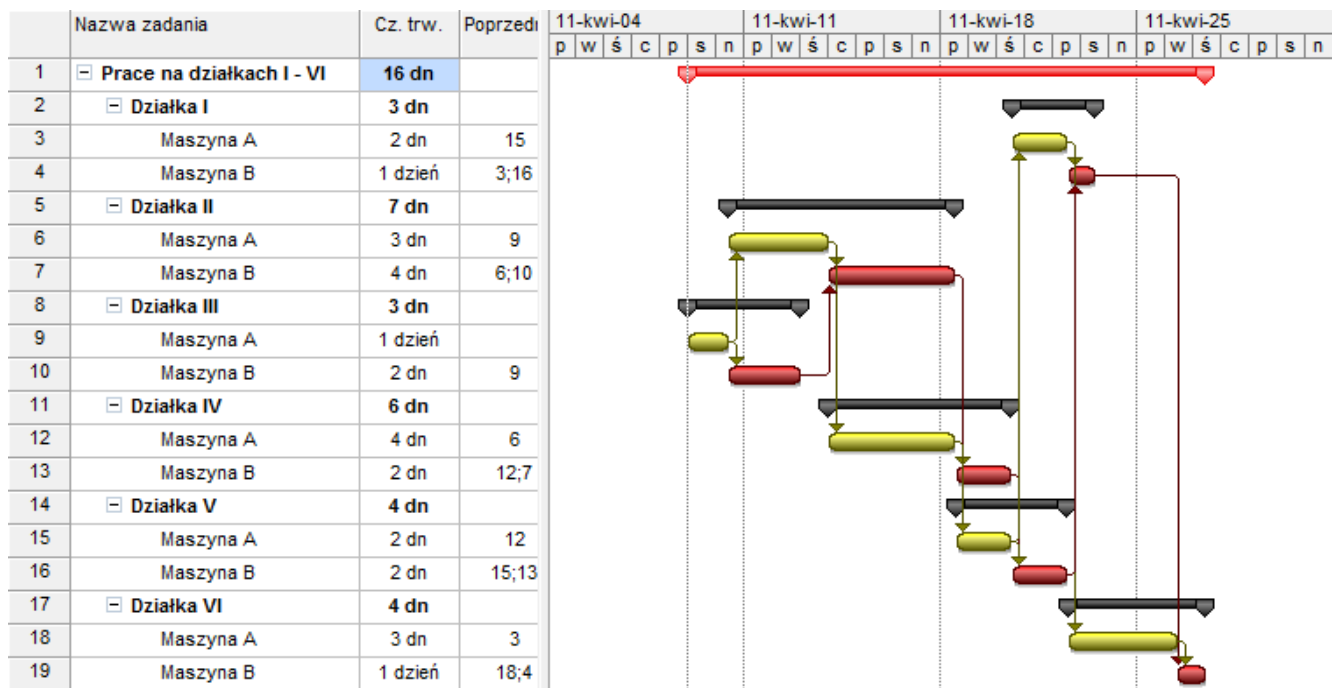
optymalne został wybrany przypadek numer 5 o czasie trwania 16 jednostek i łącznym koszcie wynikającym z przenoszenia stanowisk roboczych maszyny A i B wynoszącym 20 jednostek. Preferencyjny szereg rozwiązań został zestawiony na rysunku 1 pod postacią diagramu Hassego. Harmonogram optymalnego wykonania prac z uwzględnieniem kosztów przejść maszyn pomiędzy działkami roboczymi został pokazany na rysunku 2.

Tab. 1. Szeregi preferencyjne uzyskane po optymalizacji z zastosowaniem kryterium czasowego wraz z odpowiadającymi im kosztami

L.p.	Szeregi preferencyjne – kryterium czasowe	Koszty wybranych szeregów preferencyjnych
1	3 → 5 → 2 → 4 → 6 → 1	Maszyna A → 3 + 4 + 1 + 4 + 1 = 13 Maszyna B → 3 + 2 + 3 + 3 + 3 = 14 RAZEM 27
2	3 → 2 → 4 → 5 → 6 → 1	Maszyna A → 2 + 1 + 1 + 3 + 1 = 8 Maszyna B → 3 + 3 + 2 + 4 + 3 = 15 RAZEM 23
3	3 → 2 → 5 → 4 → 6 → 1	Maszyna A → 2 + 4 + 1 + 4 + 1 = 12 Maszyna B → 3 + 1 + 2 + 3 + 3 = 12 RAZEM 24
4	3 → 5 → 2 → 4 → 1 → 6	Maszyna A → 3 + 4 + 1 + 5 + 1 = 14 Maszyna B → 3 + 2 + 3 + 5 + 2 = 15 RAZEM 29
5	3 → 2 → 4 → 5 → 1 → 6	Maszyna A → 2 + 1 + 1 + 2 + 1 = 7 Maszyna B → 3 + 3 + 2 + 3 + 2 = 13 RAZEM 20
6	3 → 2 → 5 → 4 → 1 → 6	Maszyna A → 2 + 4 + 1 + 5 + 1 = 13 Maszyna B → 3 + 1 + 2 + 5 + 2 = 13 RAZEM 26



Rys. 1. Diagram Hassego dla optymalnego uszeregowania działek roboczych



Rys. 2. Harmonogram optymalnego uszeregowania działek roboczych

3. Wnioski

Z rozważań wynikają wnioski o charakterze praktycznym. Zaprezentowana modyfikacja algorytmu Johnsona nie wpłynęła na zwiększenie jego komplikacji obliczeń. Zastosowanie kryterium kosztowego pozwala natomiast jeszcze dokładniej dobrać szereg rozwiązań preferencyjnych. Wybrany na podstawie algorytmu szereg charakteryzuje się nie tylko minimalnym czasem realizacji, ale również minimalnym kosztem, jaki będzie towarzyszył przeniesieniu brygad roboczych pomiędzy działkami.

Literatura

- Jaworski K. M. (2004). Podstawy organizacji budowy. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa
- Jaworski K. M. (2009). Metodologia projektowania realizacji budowy. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

- Marcinkowski R. (2009). Jakość harmonogramów produkcji budowlanej. *Warsztaty Inżynierów Budownictwa*, Puławy.
- Paszula M. (2007). Koszty w układzie rodzajowym – zużycie materiałów i energii. *Delfin*, Warszawa.

JOHNSON ALGORITHM COST MODIFICATION FOR SCHEDULLING OF CONSTRUCTION PROJECTS

Abstract: The paper presents cost modification of the Johnson Algorithm (JA). JA optimizes scheduling of construction projects by checking the shortest possible time of operations of two machines on unrestricted number of section of the building / construction object. Algorithm could give many “optimal answers” for different time of the machine work. Suggested modification helps to choose the optimal solution with taking cost of works under consideration, without mathematical complication of the algorithm

STROPY GĘSTOŻEBROWE WEDŁUG POLSKICH NORM I EUROKODÓW – ANALIZA RÓŻNIC NA WYBRANYCH PRZYKŁADACH

Barbara KSIT*, Józef JASICZAK, Rafał KOTLARZ

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, ul. Piotrowo 5, 60-965 Poznań

Streszczenie: Przedmiotem referatu jest analiza różnic występujących w sposobie obliczania stropów gęstożebrowych według wytycznych Polskich Norm a Eurokodów. Obliczenia przeprowadzono na przykładzie stropów Akerman, Teriva Nova oraz Baumat BT-2. Uzyskane rezultaty przedstawiono tabelarycznie.

Słowa kluczowe: stropy gęstożebrowe, Eurokod.

1. Wprowadzenie

Analizę konstrukcyjną stropów gęstożebrowych można wykonywać w oparciu o Normy Polskie, jak i bazując na zasadach Eurokodu, gdyż obecnie dokumenty te funkcjonują równolegle. W związku z powyższym, warto zapoznać się ze zmianami, jakie wprowadza Eurokod w stosunku do Polskich Norm przy zbieraniu obciążeń i przeprowadzaniu obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. W artykule zamieszczono kluczowe wyniki z przeprowadzonych obliczeń wybranych stropów gęstożebrowych według wytycznych Polskich Norm oraz Eurokodu, istotne w celu wykonania analizy porównawczej. Na podstawie otrzymanej komparacji można ocenić, czy zmiany jakie wprowadza Eurokod są znaczne i w jaki sposób wpływają na konstrukcję.

Wybór do analizy danych typów stropów gęstożebrowych nie był przypadkowy. Strop Akermana stanowi przykład stropu monolitycznego, z pustkami ceramicznymi i żebrami monolitycznym. Taki rodzaj stropu należy wymiarować kierując się przedmiotowymi normami do obliczeń konstrukcji żelbetowych (Starosolski, 2009). Stropy Teriva oraz Baumat są przykładowymi stropami monolityczno-prefabrykowanymi. W ich przypadku wymiarowanie ogranicza się jedynie do przyjęcia belki stropowej z tabeli podanej przez producenta, o odpowiedniej nośności zależnej od rozpiętości żebra, oraz do sprawdzenia stanu granicznego użytkowania (Hoła i in., 2010). Niestety dotychczas producenci podają jedynie wartości dopuszczalnych obciążeń obliczone na podstawie Polskich Norm, co stanowi pewien problem podczas przeprowadzania obliczeń według Eurokodu. W takim

przypadku bardzo pomocna okaże się znajomość informacji zawartych w niniejszym artykule.

2. Analiza porównawcza sposobu obliczeń stropów

Obliczenia przeprowadzono na przykładzie stropów Akermana, Teriva Nova oraz Baumat BT-2 według wytycznych Polskich Norm i Eurokodu (Knauff, 2006). Obecnie zaprzestano produkcję stropu Baumat, lecz w związku z tym, iż był on swego czasu stosowany w budownictwie ogólnym, istnieje możliwość natrafienia na jego konstrukcję na przykład podczas przebudowy czy remontu.

Założenia obliczeniowe:

- dom jednorodzinny, dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony;
- strop międzypiętrowy, nad pierwszą kondygnacją;
- warunki środowiskowe suche, wewnątrz budynku o niskiej wilgotności powietrza – klasa XC1;
- typowy układ warstw wykończeniowych, identyczny dla każdego stropu.

Analizę porównawczą przeprowadzono w kolejności zgodnej z tokiem obliczeń stropów gęstożebrowych (Hoła i in., 2010).

Różnice pomiędzy obciążeniami charakterystycznymi wyznaczonymi na podstawie Polskich Norm a Eurokodu mieszczą się w granicach jednego procenta, gdyż jedyną wartością, która uległa zmianie przy zbieraniu obciążeń, była wartość obciążenia zastępczego ściankami działowymi. Należy jednak zaznaczyć, iż Eurokod podaje jedynie wartości charakterystycznego obciążenia zastępczego od przestawnych ścianek działowych

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: barbara.ksit@put.poznan.pl

z zastrzeżeniem, że w przypadku cięższych ścian działowych wartości te należy ustalać na podstawie specjalnych analiz z uwzględnieniem usytuowania i typu konstrukcji stropu. Tak więc w Eurokodzie można dostrzec pewną niejasność związaną rozgraniczeniem pomiędzy ściankami działowymi przestawnymi, a standardowymi ścianami działowymi. W związku z tym, iż ciężar ścianek działowych w omawianym przykładzie obliczeniowym mieści się w granicach $1,5 \text{ kN/m}^2$, przyjęto w przypadku obliczeń według Polskiej Normy obciążenie zastępcze od ścianek działowych wynoszące $0,75 \text{ kN/m}^2$, natomiast na potrzeby obliczeń zgodnych z wytycznymi Eurokodu założono, iż obciążenie to jest równe $0,80 \text{ kN/m}^2$, jak dla przestawnych ścianek działowych, których ciężar nie przekracza $2,0 \text{ kN/m}^2$. Dodatkowo warto zwrócić uwagę, iż Polska Norma podaje wartość obciążenia technologicznego dla pomieszczeń mieszkalnych równą $1,5 \text{ kN/m}^2$, natomiast Eurokod podaje przedział obciążeń od $1,5$ do $2,0 \text{ kN/m}^2$ dla stropów powierzchni mieszkalnych. Na potrzeby przykładu obliczeniowego przyjęto w obu przypadkach obciążenie użytkowe równe $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Przy wyznaczaniu obliczeniowych wartości obciążenia Eurokod podaje nieco inne zasady wykonywania kombinatoryki obciążeń w stosunku do tych podanych w Polskiej Normie. Rozbieżności te są natomiast nieznaczne i mają mały wpływ na nośność stropu i ogólne bezpieczeństwo konstrukcji.

Obliczenia nośności na ścinanie przeprowadzono dla belki stropu Akermana, gdyż pozostałe dwa stropy są stropami prefabrykowanymi, w związku z czym ich nośność jest określona przez producenta. W przypadku wyznaczenia nośności obliczeniowej na ścinanie zauważyć można znaczną różnicę pomiędzy Eurokodem a Polską Normą, związaną z całkowicie innym sposobem obliczeń. Nośność obliczeniowa na ścinanie obliczona według wytycznych Polskiej Normy jest o niespełna 13% większa niż w przypadku posługiwania się zaleceniami Eurokodu. Można więc stwierdzić, iż Eurokod zastrza wymogi dotyczące sposobu obliczeń ścinania w elementach zginanych.

Analizując różnice pomiędzy stosowaniem zaleceń Polskich Norm a Eurokodu w obliczeniach stropów gęstożebrowych warto zwrócić uwagę na inną wartość granicznej szerokości rys w elementach żelbetowych. W omawianym przykładzie założono klasę ekspozycji XC1, dla której Polska Norma podaje graniczną szerokość rys równą $0,30 \text{ mm}$. W Eurokodzie natomiast wprowadzono podana jest graniczna szerokość rys dla tej klasy wynosząca $0,40 \text{ mm}$, lecz dodatkowo zaznaczono, iż w tym przypadku „szerokość rys nie wpływa na trwałość konstrukcji, a ograniczenia nałożono jedynie w celu zapewnienia akceptowalnego wyglądu.” Jeżeli nie stawia się wymagań dotyczących wyglądu, to ograniczenia te można złagodzić. Warto również zwrócić uwagę, że Eurokod dopuszcza większe maksymalne średnice prętów zbrojeniowych niż Polska Norma, przy których nie ma obowiązku sprawdzania stanu granicznego zarysowania.

Sprawdzając ugięcie belki stropowej według Polskiej Normy wartość obliczoną należy porównać z wartością normową ustalaną w zależności od rozpiętości. W omawianym przypadku dla rozpiętości obliczeniowej równej $4,5 \text{ m}$ wartość ta wynosi $2,25 \text{ cm}$. Wprawdzie Eurokod sugeruje, iż wartość granicznego ugięcia należy ustalać biorąc pod uwagę między innymi przeznaczenie i rodzaj konstrukcji, elementy wykończenia oraz ściany działowe, to jednocześnie podaje wartość liczbową granicznego ugięcia (zaczepnięta z ISO 4356), która dla elementów belkowych wynosi $1/250$ rozpiętości, co stanowi w przykładzie obliczeniowym ugięcie wielkości $1,8 \text{ cm}$.

Warto zwrócić uwagę na sposób określania maksymalnej smukłości belki żelbetowej. Według Polskiej Normy maksymalną smukłość belki odczytuje się z tabeli w zależności od klasy betonu, naprężeń w stali zbrojeniowej oraz stopnia zbrojenia. Eurokod natomiast wprowadza wzór obliczeniowy, na podstawie którego wyznacza się graniczną smukłość, przy której ugięcia elementu nie przekroczą wartości maksymalnej. Wzór ten jest zależny od klasy betonu, stopnia zbrojenia i rodzaju obliczanej konstrukcji. Stosując te wytyczne okazuje się, że wartość granicznej smukłości belki obliczona na podstawie Eurokodu jest o niecałe 10% mniejsza od tej wyliczonej według Polskich Norm.

Eurokod nie określa wymagań stawianych żebrom rozdzielczym. Jeśli producent zaleca zastosowanie w stropie żebrowym rozdzielczym, to obecnie oblicza się ich zbrojenie według wytycznych Polskiej Normy.

W tabeli 1 przedstawiono wybrane wartości, niezbędne do przeprowadzenia analizy różnic wynikających z obliczeń na podstawie Polskich Norm a Eurokodu stropów gęstożebrowych: stropu Akermana (1), stropu Teriva Nova (2) i stropu Baumat BT-2 (3).

Tab. 1. Zestawienie wyników przeprowadzonych obliczeń stropów Akermana (1), stropu Teriva Nova (2) i stropu Baumat BT-2 (3)

	Obliczenia na podstawie Polskich Norm	Obliczenia na podstawie Eurokodu	Obliczenia na podstawie Polskich Norm	Obliczenia na podstawie Eurokodu
	Obciążenia charakterystyczne [kN/m ²]		Obciążenie obliczeniowe [kN/m ²]	
1	6,214	6,264	7,669	7,999
2	5,764	5,814	7,174	7,482
3	5,300	5,350	6,660	6,950
	Ugięcie graniczne		Rysy: graniczna szerokość rys w_{lim} dla klasy ekspozycji XC1 [mm]	
1,2,3	$l_{eff}/200$	$l_{eff}/250$	0,30	0,40
	Rysy: maksymalna średnica prętów zbrojeniowych, przy której nie ma obowiązku sprawdzania stanu granicznego zarysowania [mm]		Ścinanie: nośność obliczeniowa na ścinanie [kN]	
1	32	40	11,50	9,53
2	25	32		
3	25	32		
	Metoda uproszczona sprawdzenia ugięć.			
	$\max(l_{eff}/d)$			
1 ($l_{eff}/d=21,7$)	29,50	26,60		
2 ($l_{eff}/d=21,2$)	23,20	21,70		

3. Wnioski

Reasumując, Eurokod wprowadza nieznaczne zmiany, które generalnie zaostrzają wymagania stawiane projektowanym stropom gęstożebrowym. Istnieją różnice przy zbieraniu obciążeń według Polskich Norm a Eurokodu, aczkolwiek ostateczne wartości odbiegają od siebie maksymalnie o kilka procent. Eurokod zaostrza wymogi dotyczące obliczeń nośności na ścianie w elementach zginanych, wprowadza także nowe pojęcie *akceptowany wygląd* w przypadku rys. Jednakże nie wszystkie parametry są podwyższone, w przypadku smukłości, graniczna wartość jest o 10% mniejsza niż wyliczona według Polskich Norm.

Należy zauważyć, że jest jeszcze wiele niejasności, jak chociażby te przy ustalaniu obciążeń technologicznych, dlatego do pewnych parametrów należy podchodzić z dużą wiedzą inżynierską.

Literatura

- Hoła J., Pietraszek P., Schabowicz K. (2010). Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie. *Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne*, Wrocław.
- Knauff M. (2006). Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. *Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne*, Wrocław.
- Starosolski W. (2009). Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2, tom 1, Wyd. 12. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.

BEAM-CEILINGS ACCORDING TO POLISH STANDARDS AND EUROCODES – DIFFERENCE ANALYSIS ON SPECIFIC EXAMPLES

Abstract: The paper aim was to analyse the differences occurring in the way of calculating the beam-ceilings by comparing Polish Standards and Eurocodes. The calculations were performed on example of Akerman, Teriva Nova and Baumat BT-2 ceilings. Obtained results of the analysis are presented in the table.

ZASTOSOWANIE TEORII ZBIORÓW ROZMYTYCH W HARMONOGRAMOWANIU ROBÓT BUDOWLANYCH METODĄ ŁAŃCUCHA KRYTYCZNEGO

Janusz KULEJEWSKI*, Nabi IBADOV, Bogdan ZIELIŃSKI

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Streszczenie: W referacie przedstawiono nowe podejście do problemu harmonogramowania robót budowlanych metodą łańcucha krytycznego. Nowością przedstawionego podejścia jest uwzględnienie nieprecyzyjnie określonych parametrów rozkładu prawdopodobieństwa czasów wykonania robót. W celu identyfikacji łańcucha krytycznego oraz wyznaczenia buforów w harmonogramie budowy, wykorzystano teorię zbiorów rozmytych oraz zmodyfikowane zasady arytmetyki liczb rozmytych. Dla wyznaczenia buforowanego harmonogramu nierozmytego, wykorzystano koncepcję α -przekrojów liczby rozmytej. Poprawność przyjętych założeń wykazano na podstawie wyników przeprowadzonych symulacji.

Słowa kluczowe: łańcuch krytyczny, buforowanie harmonogramu, zbiory rozmyte.

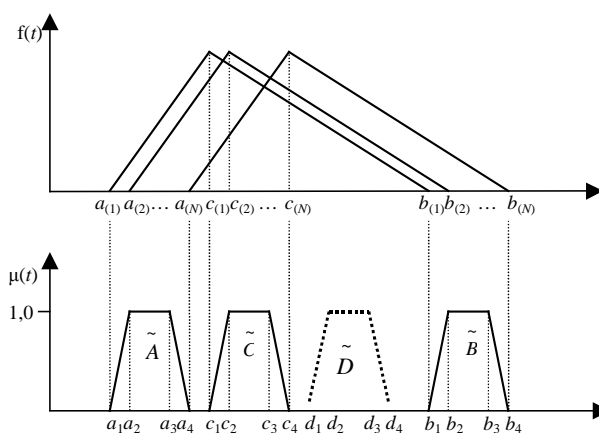
1. Wstęp

Coraz częściej w zarządzaniu projektami stosuje się metodę łańcucha krytycznego, wprowadzoną przez Goldratta (1997). Charakterystyczną cechą projektów budowlanych jest niepowtarzalność warunków realizacji robót. Dlatego, opinie ekspertów o wpływie różnych czynników na czas wykonania danej roboty mogą być zróżnicowane. Wtedy, parametry rozkładów prawdopodobieństwa czasu wykonania tej roboty nie zostają precyzyjnie określone. Teoria zbiorów rozmytych umożliwia wykorzystanie nieprecyzyjnych informacji w procesach zarządzania projektami (Kuchta, 2001). Celem artykułu jest przedstawienie możliwości wykorzystania teorii zbiorów rozmytych w metodzie łańcucha krytycznego.

2. Ustalenie rozmytych parametrów rozkładów prawdopodobieństwa czasów wykonania poszczególnych robót

Założmy, że N ekspertów szacuje nieznaną czas wykonania pewnej roboty. Zgadzą się, że czas jej wykonania jest zmienną losową o trójkątnym rozkładzie prawdopodobieństwa z parametrami a (czas optymistyczny), b (czas pesymistyczny) i c (czas najbardziej prawdopodobny). Natomiast, różnią się

w ocenach wartości liczbowych parametrów tego rozkładu (rys. 1).



Rys. 1. Modelowanie opinii ekspertów – transformacja kształtu opinii

Niech A oznacza zbiór możliwych wartości parametru a . Jeżeli, w opinii ekspertów, każda z wartości $a(1), a(2), \dots, a(N)$ w jednakowym stopniu przynależy do zbioru A , to nieprecyzyjnie określoną wartość parametru a modeluje liczba przedziałowa $\tilde{A} = [a(1), a(N)]$. Natomiast, jeżeli niektóre z wartości $a(1), a(2), \dots, a(N)$ parametru a przynależą, w opinii ekspertów, do zbioru A w wyższym stopniu niż pozostałe, to nieprecyzyjnie

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.kulejewski@il.pw.edu.pl

określoną wartość parametru a modeluje liczba rozmyta \tilde{A} .

Założmy, że eksperci oceniają, iż do zbioru A w najwyższym stopniu przynależy wartość parametru a , wyznaczona jako:

$$a_{sr} = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N a_n, \quad (1)$$

gdzie: N jest liczbą ekspertów, a a_n jest wartością oceny według n -tego eksperta.

W takim przypadku, nieprecyzyjnie określoną wartość parametru a modeluje trójkątna liczba rozmyta $\tilde{A} = (a_1, a_2, a_3)$, gdzie $a_1 = a_{(1)}$, $a_2 = a_{sr}$, $a_3 = a_{(N)}$. Z kolei, gdy eksperci oceniają, iż wartości parametru a z pewnego podprzedziału $[a_2, a_3] \in [a_{(1)}, a_{(N)}]$ przynależą do zbioru A w stopniu wyższym, niż inne wartości parametru a z przedziału $[a_{(1)}, a_{(N)}]$, to nieprecyzyjnie określoną wartość parametru a modeluje liczba rozmyta trapezowa $\tilde{A} = (a_1, a_2, a_3, a_4)$ gdzie $a_1 = a_{(1)}$, $a_4 = a_{(N)}$. W podobny sposób można modelować nieprecyzyjnie określone wartości parametrów b oraz c .

W referacie, zajmujemy się przypadkiem modelowania wartości parametrów a , b i c za pomocą liczb rozmytych

$$\tilde{A} = \tilde{T}_{jopt}, \quad \tilde{C} = \tilde{T}_{jnp}, \quad \tilde{B} = \tilde{T}_{jpes} \quad \text{o trapezowych}$$

funkcjach przynależności. Mediany $\tilde{T}_{j0,5}$ rozkładów prawdopodobieństwa czasów wykonania poszczególnych robót wyznaczamy na podstawie opinii ekspertów, modelowanych za pomocą funkcji przynależności jak na rysunku 1.

Korzystając z właściwości rozkładu trójkątnego, można wyznaczyć liczby rzeczywiste w uporządkowanej czwórce tworzącej rozmytą medianę

$$\tilde{T}_{j0,5} = \tilde{D} = (d_{j,1}, d_{j,2}, d_{j,3}, d_{j,4}):$$

$$d_{j,k} = \begin{cases} a_{j,k} + \frac{\sqrt{(b_{j,k} - a_{j,k})(c_{j,k} - a_{j,k})}}{\sqrt{2}}; & k=1, \dots, 4 \mid c_{j,k} > \frac{b_{j,k} - a_{j,k}}{2} \\ b_{j,k} - \frac{\sqrt{(b_{j,k} - a_{j,k})(b_{j,k} - c_{j,k})}}{\sqrt{2}}; & k=1, \dots, 4 \mid c_{j,k} \leq \frac{b_{j,k} - a_{j,k}}{2} \end{cases} \quad (2)$$

3. Wyznaczenie harmonogramu rozmytego dla pesymistycznych oszacowań czasów wykonania robót

Prade (1979) oraz Chanas i Kamburowski (1981) wykazali możliwość wyznaczania najwcześniejszych terminów rozmytych rozpoczynania \tilde{ES}_j i zakończenia \tilde{EF}_j poszczególnych robót na podstawie poniższych zależności:

$$\tilde{ES}_j = \max_{i \in \text{Prec}\{j\}} \{\tilde{ES}_i \oplus \tilde{T}_i\}, \quad (3)$$

$$\tilde{EF}_j = \tilde{ES}_j \oplus \tilde{T}_j, \quad j=1, 2, \dots, J, \quad (4)$$

gdzie $\text{Prec}\{j\}$ jest zbiorem poprzedników czynności j w modelu sieciowym budowy.

Rozmyty termin \tilde{T} zakończenia realizacji budowy można ustalić jako (Lorterapong i Moselhi, 1996):

$$\tilde{T} = \tilde{EF}_J. \quad (5)$$

Z kolei, do wyznaczania rozmytych terminów najpóźniejszych można wykorzystać następujące zależności (np. Hapke i Słowiński, 1996):

1) dla wyznaczenia terminu najpóźniejszego zakończenia

$$\tilde{LF}_i \text{ roboty } i:$$

$$\tilde{LF}_i = \min_{j \in \text{Succ}\{i\}} \{\tilde{LF}_j \oplus (-\tilde{T}_j)\} \text{ gdy } \text{Succ}\{i\} \neq \emptyset, \quad (6)$$

$$\tilde{LF}_i = \tilde{T} \text{ gdy } \text{Succ}\{i\} = \emptyset, \quad (7)$$

gdzie $\text{Succ}\{i\}$ jest zbiorem następników czynności i w modelu sieciowym budowy;

2) dla wyznaczenia terminu najpóźniejszego rozpoczęcia \tilde{LS}_i roboty i :

$$\tilde{LS}_i = \tilde{LF}_i \oplus (-\tilde{T}_i). \quad (8)$$

Jednak, dla dwóch liczb rozmytych $\tilde{X} = (x_1, x_2, x_3, x_4)$ i $\tilde{Y} = (y_1, y_2, y_3, y_4)$ nie zachodzą zależności, oczywiste dla dwóch liczb rzeczywistych x i y . Dlatego, jeżeli operację odejmowania liczb rozmytych przeprowadza się zgodnie z zależnością podaną przez Dubois i Prade (1978):

$$\tilde{X} \oplus (-\tilde{Y}) = (x_1 - y_4, x_2 - y_3, x_3 - y_2, x_4 - y_1), \quad (9)$$

to liczba $\tilde{Z} = \tilde{X} \oplus (-\tilde{Y})$ może zawierać składniki ujemne. Utrudnia to analizę rozmytego modelu sieciowego budowy. W celu usunięcia tej trudności, można wykorzystać modyfikację odejmowania trapezowych liczb rozmytych, podaną przez Ramika i Rommelfangera (1995). Zgodnie z tą modyfikacją, składniki uporządkowanej czwórki tworzącej liczbę $\tilde{Z} = \tilde{X} \oplus (-\tilde{Y})$ wyznacza się następująco:

$$z_1 = \max\{0, (x_1 - y_1)\} - \max\{0, ((x_2 - y_2) - (x_3 - y_3))\} - \max\{0, (y_4 - x_4)\}, \quad (10)$$

$$z_2 = \min\{(x_2 - y_2), (x_3 - y_3)\} - \max\{0, (y_4 - x_4)\}, \quad (11)$$

$$z_3 = x_3 - y_3 - \max\{0, (y_4 - x_4)\}, \quad (12)$$

$$z_4 = \max\{0, (x_4 - y_4)\}. \quad (13)$$

Jeżeli pesymistyczny czas wykonania roboty j jest wyrażony przez liczbę $\tilde{T}_{j\text{pes}} = (b_{j,1}, b_{j,2}, b_{j,3}, b_{j,4})$, a najpóźniejszy termin zakończenia roboty j jest wyrażony przez liczbę $\tilde{LF}_{j\text{pes}} = (lf_{j,1}, lf_{j,2}, lf_{j,3}, lf_{j,4})$, to na podstawie wzorów (10) - (13) można wyznaczyć składniki uporządkowanej czwórki tworzącej liczbę $\tilde{LS}_{j\text{pes}} = \tilde{LF}_{j\text{pes}} \oplus (-\tilde{T}_{j\text{pes}})$. Dzięki temu, można opracować rozmyty harmonogram budowy dla najpóźniejszych terminów realizacji robót o czasach wykonania $\tilde{T}_{j\text{pes}}$.

4. Identyfikacja łańcucha krytycznego i wyznaczenie buforów

W celu identyfikacji łańcucha krytycznego i wyznaczenia buforów, najpierw ustalamy długość \tilde{L}_k każdej ścieżki p_k w modelu sieciowym budowy. Do obliczeń przyjmujemy czasy wykonania $\tilde{T}_{j\text{pes}}$ poszczególnych robót. Wykorzystując metodę porównywania liczb rozmytych podaną przez Kuchtę (2001), wyznaczamy stopień możliwości $\Pi(\tilde{L}_k \geq \tilde{L}_n); k \neq n$, że ścieżka p_k nie okaże się krótsza od ścieżki p_n . Niech $L_k^t = [l_{kL}^t, l_{kU}^t]$, $L_n^t = [l_{nL}^t, l_{nU}^t]$ będą t -poziomymi liczbami \tilde{L}_k i $\tilde{L}_n, t \in [0, 1]$. Wówczas:

$$\Pi(\tilde{L}_k \geq \tilde{L}_n) = \varepsilon \Leftrightarrow \varepsilon = \sup\{t: l_{kU}^t \geq l_{nL}^t, t \in [0, 1]\}. \quad (14)$$

Z kolei, wykorzystując metodę podaną przez Changa (1996), wyznaczamy stopień możliwości, że ścieżka p_k nie okaże się krótsza od żadnej z pozostałych ścieżek w modelu sieciowym budowy:

$$\Pi(\tilde{L}_k \geq \tilde{L}_1, \tilde{L}_2, \dots, \tilde{L}_n) = \min \Pi(\tilde{L}_k \geq \tilde{L}_i); \quad (15)$$

$$i = 1, 2, \dots, n; k \in \mathbf{P}; n \in \mathbf{P}; k \neq n,$$

gdzie \mathbf{P} jest zbiorem ścieżek w modelu sieciowym.

Jako łańcuch krytyczny (CC), wybieramy ścieżkę p_k o maksymalnej wartości stopnia możliwości

$$\Pi(\tilde{L}_k \geq \tilde{L}_1, \tilde{L}_2, \dots, \tilde{L}_n); k \in \mathbf{P}; n \in \mathbf{P}; k \neq n.$$

Jednocześnie, identyfikujemy łańcuchy zasilające (FC).

Następnie, wyznaczamy rozmytą rezerwę \tilde{R}_j czasu wykonania każdej roboty:

$$\tilde{R}_j = \tilde{T}_{j\text{pes}} - \tilde{T}_{j0,5}. \quad (16)$$

Do operacji odejmowania liczb rozmytych, wykorzystujemy wzory (10)-(13).

Należy zwrócić uwagę, że ze względu na sposób wyznaczenia rozmytych parametrów trójkątnego rozkładu prawdopodobieństwa czasu wykonania roboty budowlanej, każda rezerwa R_j okazuje się być singletonem: $\tilde{R}_j = (r_j, r_j, r_j, r_j)$. Na tej podstawie, wyznaczamy:

– bufor projektu PB:

$$PB = \sqrt{\sum_{k \in CC} r_k^2}, \quad (17)$$

gdzie k jest indeksem danej czynności w łańcuchu krytycznym,

– buforzy zasilające FB_n :

$$FB_n = \sqrt{\sum_{m \in FC_n} r_m^2}, \quad (18)$$

gdzie: n jest indeksem danego łańcucha zasilającego, a m jest indeksem kolejnej czynności w tym łańcuchu.

5. Wyznaczenie zbuforowanego harmonogramu nierozmytego

W celu wyznaczenia zbuforowanego harmonogramu nierozmytego, sporządzamy harmonogram rozmyty dla najpóźniejszych terminów realizacji czynności o czasach

wykonania zredukowanych z $\tilde{T}_{j\text{pes}}$ do $\tilde{T}_{j0,5}$.

Do uzyskanego harmonogramu rozmytego, wprowadzamy buforzy zasilające (FB). Następnie, wyznaczamy terminy

rozpoczynania \tilde{S}_j i zakończenia \tilde{F}_j poszczególnych robót, wynikające z redukcji czasów wykonania czynności i wprowadzenia buforów zasilających. Zbuforowany harmonogram nierozmyty uzyskujemy, dokonując przekroju zbuforowanego harmonogramu rozmytego na określonym poziomie pewności oszacowań czasów wykonania robót α i przyjmując określoną wartość wskaźnika akceptacji ryzyka β . Wartości α i β są dobierane subiektywnie przez planistę.

$$\text{Niech } S_j^\alpha = [s_{jL}^\alpha, s_{jU}^\alpha], \quad F_j^\alpha = [f_{jL}^\alpha, f_{jU}^\alpha] \text{ będą}$$

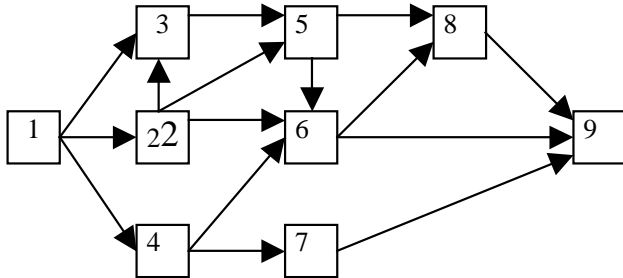
α -przekrojami liczb \tilde{S}_j i $\tilde{F}_j, \alpha \in [0, 1]$. Wówczas, terminy realizacji robót w zbuforowanym harmonogramie nierozmytym ustalamy na podstawie zależności:

$$s_j = \beta s_{jL}^\alpha + (1 - \beta) s_{jU}^\alpha, \quad (19)$$

$$f_j = \beta f_{jL}^\alpha + (1-\beta) f_{jU}^\alpha. \quad (20)$$

6. Przykład liczbowy

Rozpatrujemy przykładowy model sieciowy budowy jak na rysunku 2.



Rys. 2. Przykładowy model sieciowy budowy

W tabeli 1 zestawiono wyniki modelowania opinii ekspertów o parametrach trójkątnego rozkładu prawdopodobieństwa czasu wykonania każdej roboty (rys. 1). Na tej podstawie, można wyznaczyć najwcześniejsze i najpóźniejsze terminy realizacji czynności o czasach wykonania \tilde{T}_{jpes} . Wyniki zestawiono w tabeli 2.

Tab. 1. Rozmyte parametry trójkątnego rozkładu prawdopodobieństwa czasów wykonania robót w modelu sieciowym według rysunku 2; dane w dniach roboczych

Czynność, j	$\tilde{A} = \tilde{T}_{jopt}$	$\tilde{C} = \tilde{T}_{jnp}$	$\tilde{B} = \tilde{T}_{jpes}$	$\tilde{D} = \tilde{T}_{j0,5}$
1	(2, 4, 6, 8)	(5, 7, 9, 11)	(6, 8, 10, 12)	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)
2	(4, 7, 8, 11)	(7, 10, 11, 14)	(8, 11, 12, 15)	(6.4, 9.4, 10.4, 13.4)
3	(3, 4, 5, 6)	(7, 8, 9, 10)	(9, 10, 11, 12)	(6.5, 7.5, 8.5, 9.5)
4	(6, 7, 8, 9)	(8, 9, 10, 11)	(13, 14, 15, 16)	(8.6, 9.6, 10.6, 11.6)
5	(4, 5, 7, 8)	(6, 7, 9, 10)	(9, 10, 12, 13)	(6.2, 7.2, 9.2, 10.2)
6	(2, 3, 4, 5)	(6, 7, 8, 9)	(7, 8, 9, 10)	(5.2, 6.2, 7.2, 8.2)
7	(2, 3, 5, 6)	(6, 7, 9, 10)	(9, 10, 12, 13)	(5.7, 6.7, 8.7, 9.7)
8	(4, 5, 6, 7)	(7, 8, 9, 10)	(9, 10, 11, 12)	(6.7, 7.7, 8.7, 9.7)
9	(3, 4, 6, 7)	(4, 5, 7, 8)	(8, 9, 11, 12)	(4.6, 5.6, 7.6, 8.6)

Tab. 2. Najwcześniejsze i najpóźniejsze terminy realizacji czynności w modelu sieciowym według rysunku 2 dla pesymistycznych czasów wykonania robót

Czynność, j	\tilde{ES}_{jpes}	\tilde{EF}_{jpes}	\tilde{LS}_{jpes}	\tilde{LF}_{jpes}
1	(0, 0, 0, 0)	(6, 8, 10, 12)	(0, 0, 0, 0)	(6, 8, 10, 12)
2	(6, 8, 10, 12)	(14, 19, 22, 27)	(6, 8, 10, 12)	(14, 19, 22, 27)
3	(14, 19, 22, 27)	(23, 29, 33, 39)	(14, 19, 22, 27)	(23, 29, 33, 39)
4	(6, 8, 10, 12)	(19, 22, 25, 28)	(19, 25, 30, 36)	(32, 39, 45, 52)
5	(23, 29, 33, 39)	(32, 39, 45, 52)	(23, 29, 33, 39)	(32, 39, 45, 52)
6	(32, 39, 45, 52)	(39, 47, 54, 62)	(32, 39, 45, 52)	(39, 47, 54, 62)
7	(19, 22, 25, 28)	(28, 32, 37, 41)	(39, 47, 53, 61)	(48, 57, 65, 74)
8	(39, 47, 54, 62)	(48, 57, 65, 74)	(39, 47, 54, 62)	(48, 57, 65, 74)
9	(48, 57, 65, 74)	(56, 66, 76, 86)	(48, 57, 65, 74)	(56, 66, 76, 86)

Dla czasów wykonania \tilde{T}_{jpes} , wyznaczamy możliwe ścieżki krytyczne w modelu sieciowym budowy według rysunku 2:

$$p_1 = 1-2-3-5-6-8-9, \tilde{L}_1 = (56, 66, 76, 86);$$

$$p_2 = 1-4-6-8-9, \tilde{L}_2 = (43, 49, 56, 62);$$

$$p_3 = 1-4-7-9, \tilde{L}_3 = (36, 41, 48, 53).$$

Wykorzystując zależność (14), wyznaczamy stopień możliwości $\Pi(L_k \geq \tilde{L}_n); k=1,2,3; n=1,2,3; k \neq n$, że ścieżka p_k nie okaże się krótsza od ścieżki p_n :

$$\Pi(\tilde{L}_1 \geq \tilde{L}_2) = 1, \Pi(\tilde{L}_1 \geq \tilde{L}_3) = 1;$$

$$\Pi(\tilde{L}_2 \geq \tilde{L}_1) = 0.375, \Pi(\tilde{L}_2 \geq \tilde{L}_3) = 1;$$

$$\Pi(\tilde{L}_3 \geq \tilde{L}_1) = 0, \Pi(\tilde{L}_3 \geq \tilde{L}_2) = 0,909.$$

Na podstawie zależności (15), wyznaczamy stopień możliwości, że ścieżka p_k nie okaże się krótsza od żadnej z pozostałych ścieżek w modelu sieciowym budowy:

$$\Pi(\tilde{L}_1 \geq \tilde{L}_2, \tilde{L}_3) = \min(1, 1) = 1;$$

$$\Pi(\tilde{L}_2 \geq \tilde{L}_1, \tilde{L}_3) = \min(0.375, 1) = 0,375;$$

$$\Pi(\tilde{L}_3 \geq \tilde{L}_1, \tilde{L}_2) = \min(0, 0.909) = 0.$$

Jako łańcuch krytyczny (CC) w modelu sieciowym budowy według rysunku 2, wybieramy ścieżkę p_1 . Ustalamy również, że do pierwszego łańcucha zasilającego (FC_I) należy czynność $j = 4$, a do drugiego łańcucha zasilającego (FC_{II}) – czynność $j = 7$.

Dla każdej czynności, wyznaczamy rezerwę czasu \tilde{R}_j . Wyniki zestawiono w tabeli 3.

Na tej podstawie, wyznaczamy bufor projektu:

$$PB = \sqrt{(r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_8^2 + r_9^2)} = 6.3,$$

oraz buforzy zasilające:

$$FB_I = \sqrt{(r_4^2)} = 4.4,$$

$$FB_{II} = \sqrt{(r_7^2)} = 3.3.$$

Następnie, redukujemy czasy wykonania czynności i wprowadzamy buforzy zasilające. Wyniki zestawiono w tabeli 4.

Tab. 3. Rezerwy czynności w modelu sieciowym według rysunku 2

Czynność, j	\tilde{T}_{jpes}	$\tilde{T}_{j0,5}$	$\tilde{R}_j = \tilde{T}_{jpes} - \tilde{T}_{j0,5}$	r_j
1	(6, 8, 10, 12)	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)	(1.6, 1.6, 1.6, 1.6)	1,6
2	(8, 11, 12, 15)	(6.4, 9.4, 10.4, 13.4)	(1.6, 1.6, 1.6, 1.6)	1,6
3	(9, 10, 11, 12)	(6.5, 7.5, 8.5, 9.5)	(2.5, 2.5, 2.5, 2.5)	2,5
4	(13, 14, 15, 16)	(8.6, 9.6, 10.6, 11.6)	(4.4, 4.4, 4.4, 4.4)	4,4
5	(9, 10, 12, 13)	(6.2, 7.2, 9.2, 10.2)	(2.8, 2.8, 2.8, 2.8)	2,8
6	(7, 8, 9, 10)	(5.2, 6.2, 7.2, 8.2)	(1.8, 1.8, 1.8, 1.8)	1,8
7	(9, 10, 12, 13)	(5.7, 6.7, 8.7, 9.7)	(3.3, 3.3, 3.3, 3.3)	3,3
8	(9, 10, 11, 12)	(6.7, 7.7, 8.7, 9.7)	(2.3, 2.3, 2.3, 2.3)	2,3
9	(8, 9, 11, 12)	(4.6, 5.6, 7.6, 8.6)	(3.4, 3.4, 3.4, 3.4)	3,4

Tab. 4. Najpóźniejsze terminy realizacji czynności w modelu sieciowym według rysunku 2 po redukcji czasów wykonania czynności i po wprowadzeniu buforów zasilających

Czynność, j	Po redukcji czasów wykonania czynności		Po wprowadzeniu buforów zasilających	
	$\tilde{LS}_{j0,5}$	$\tilde{LF}_{j0,5}$	$\tilde{LS}_{j0,5}$	$\tilde{LF}_{j0,5}$
1	(0, 0, 0, 0)	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)	(0, 0, 0, 0)	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)
2	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)	(10.8, 15.8, 18.8, 23.8)	(4.4, 6.4, 8.4, 10.4)	(10.8, 15.8, 18.8, 23.8)
3	(10.8, 15.8, 18.8, 23.8)	(17.3, 23.3, 27.3, 33.3)	(10.8, 15.8, 18.8, 23.8)	(17.3, 23.3, 27.3, 33.3)
4	(14.9, 20.9, 25.9, 31.9)	(23.5, 30.5, 36.5, 43.5)	(10.5, 16.5, 21.5, 27.5)	(19.1, 26.1, 32.1, 39.1)
5	(17.3, 23.3, 27.3, 33.3)	(23.5, 30.5, 36.5, 43.5)	(17.3, 23.3, 27.3, 33.3)	(23.5, 30.5, 36.5, 43.5)
6	(23.5, 30.5, 36.5, 43.5)	(28.7, 36.7, 43.7, 51.7)	(23.5, 30.5, 36.5, 43.5)	(28.7, 36.7, 43.7, 51.7)
7	(29.7, 37.7, 43.7, 51.7)	(35.4, 44.4, 52.4, 61.4)	(26.4, 34.4, 40.4, 48.4)	(32.1, 41.1, 49.1, 58.1)
8	(28.7, 36.7, 43.7, 51.7)	(35.4, 44.4, 52.4, 61.4)	(28.7, 36.7, 43.7, 51.7)	(35.4, 44.4, 52.4, 61.4)
9	(35.4, 44.4, 52.4, 61.4)	(40, 50, 60, 70)	(35.4, 44.4, 52.4, 61.4)	(40, 50, 60, 70)

Zbuforowane harmonogramy nierozmyte budowy sporządzamy, przyjmując na przykład $\alpha = 0,3$ i $\beta = 0,7$ lub $\alpha = 0,7$ i $\beta = 0,3$. Terminy realizacji robót, wyznaczone na podstawie zależności (19) i (20), zestawiono w tabeli 5.

Zakończenie budowy, planowane z uwzględnieniem buforu projektu *PB*, ustala się następująco:

- dla $\alpha = 0,3$ i $\beta = 0,7$: po $50 + 6 = 56$ dniach roboczych od dnia rozpoczęcia budowy,
- dla $\alpha = 0,7$ i $\beta = 0,3$: po $58 + 6 = 64$ dniach roboczych od dnia rozpoczęcia budowy.

Uzyskane harmonogramy nierozmyte podano na rysunkach 3 i 4.

Poprawność przedstawionej metody sprawdzono symulacyjnie, zgodnie z poniższym schematem:

1) Generujemy losowo:

- α -przekroje liczb rozmytych, modelujących parametry trójkątnych rozkładów prawdopodobieństwa czasów wykonania poszczególnych robót,

- wartość współczynnika β , charakteryzującego stosunek planisty do ryzyka.

2) Wyznaczamy parametry trójkątnego rozkładu prawdopodobieństwa czasu wykonania każdej roboty w danej symulacji:

$$a_j = \beta a_{jL}^\alpha + (1 - \beta) a_{jU}^\alpha;$$

$$b_j = \beta b_{jL}^\alpha + (1 - \beta) b_{jU}^\alpha; \quad (21)$$

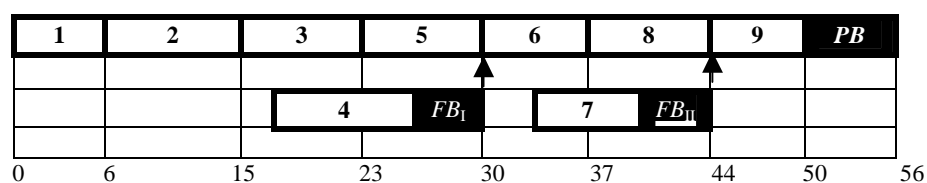
$$c_j = \beta c_{jL}^\alpha + (1 - \beta) c_{jU}^\alpha.$$

3) Na podstawie wyznaczonych parametrów trójkątnego rozkładu prawdopodobieństwa, generujemy losowo czas wykonania każdej roboty w danej symulacji.

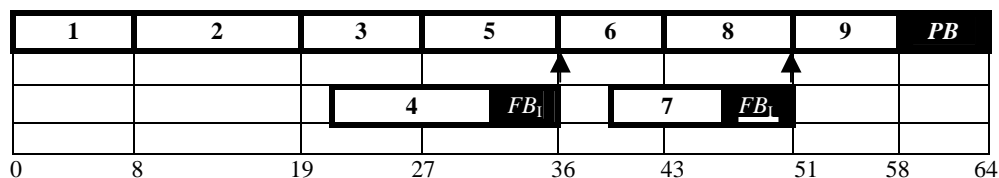
4) Dla każdej symulacji, wyznaczamy terminy realizacji robót oraz termin zakończenia budowy.

Tab. 5. Terminy realizacji robót w zbuforowanych harmonogramach nierozmytych

Czynność, <i>j</i>	$\alpha = 0,3, \beta = 0,7$		$\alpha = 0,7, \beta = 0,3$	
	s_j	f_j	s_j	f_j
1	0	6	0	8
2	6	15	8	19
3	15	23	19	27
4	16	26	21	23
5	23	30	27	36
6	30	37	36	43
7	34	41	40	48
8	37	44	43	51
9	44	50	51	58



Rys. 3. Zbuforowany harmonogram nierozmyty dla $\alpha = 0,3$ i $\beta = 0,7$

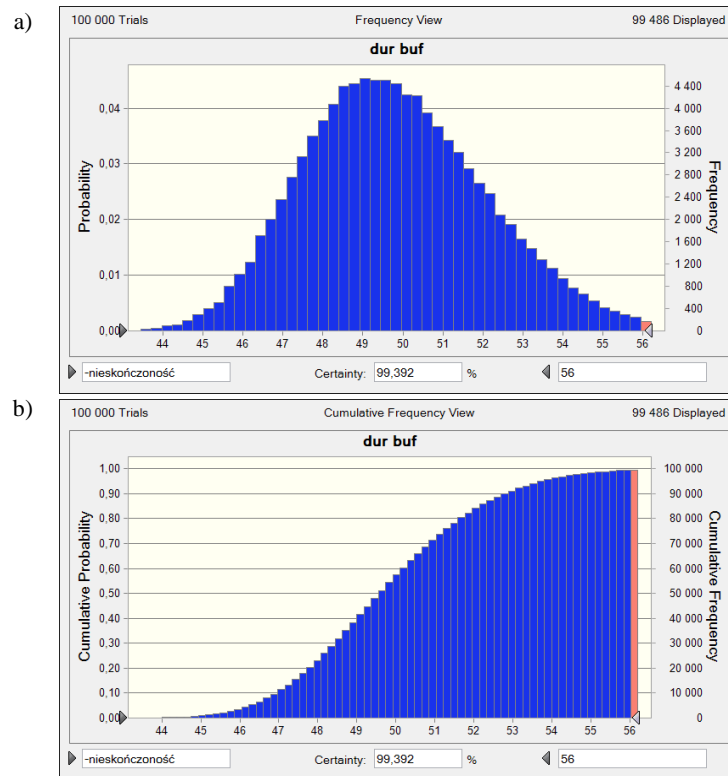


Rys. 4. Zbuforowany harmonogram nierozmyty dla $\alpha = 0,7$ i $\beta = 0,3$

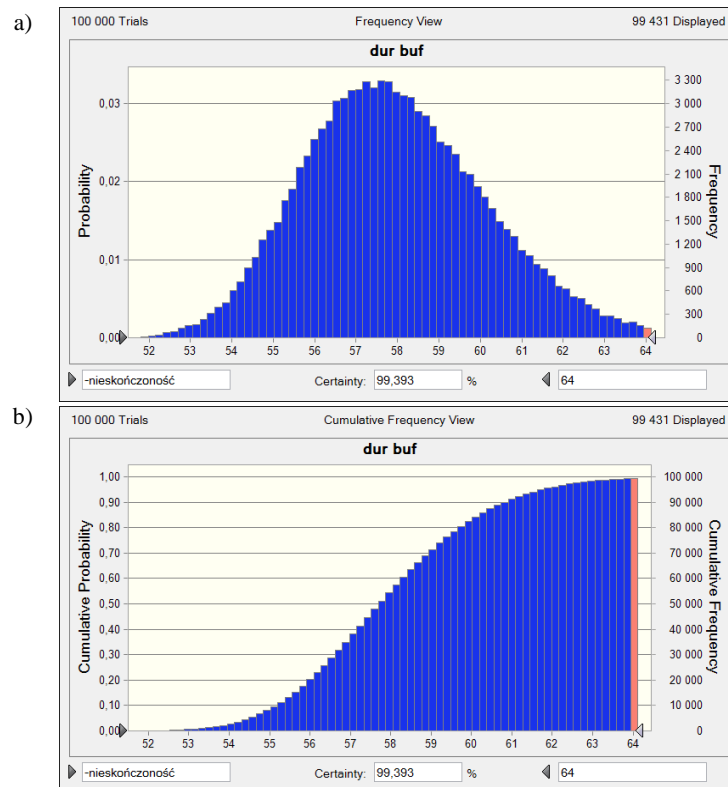
Po przeprowadzeniu założonej liczby symulacji, sprawdzamy skuteczność ochrony planowanego terminu zakończenia budowy w zbuforowanym harmonogramie nierozmytym.

Histogramy i dystrybuanty empiryczne zmiennej

losowej czasu realizacji budowy, uzyskane dla 100000 symulacji, przedstawiono na rysunkach 5 i 6. Skuteczność ochrony planowanych terminów zakończenia budowy w obu zbuforowanych harmonogramach nierozmytych wynosi około 99,4%.



Rys. 5. Wyniki symulacji zbuforowanych harmonogramów nierozmytych, uzyskanych dla $\alpha = 0,3$ i $\beta = 0,7$: a) histogram, b) dystrybuanta empiryczna



Rys. 6. Wyniki symulacji zbuforowanych harmonogramów nierozmytych, uzyskanych dla $\alpha = 0,7$ i $\beta = 0,3$: a) histogram, b) dystrybuanta empiryczna

7. Wnioski

Wykorzystanie aparatu matematycznego teorii zbiorów rozmytych, pozwala na uwzględnienie różnorodności opinii ekspertów o parametrach rozkładu czasu wykonania danej roboty. Umożliwia również identyfikację łańcucha krytycznego oraz wyznaczenie buforów. Wyniki symulacji potwierdzają skuteczność ochrony terminu zakończenia realizacji budowy w harmonogramie nierozmytym, uzyskanym z uwzględnieniem preferowanego poziomu pewności czasów wykonania robót i poziomu ryzyka. Tym samym, potwierdzają poprawność przyjętych założeń metodycznych.

Literatura

- Chang D. Y. (1996). Applications of the extend analysis metod on fuzzy AHP. *European Journal of Operational Research*, Vol. 95, No. 3, 649-655.
- Chanas S., Kamburowski J. (1981). The use of fuzzy variables in PERT. *Fuzzy Sets and Systems*, Vol. 5, No. 1, 1-19.
- Dubois D., Prade H. (1978). Operations on fuzzy numbers. *International Journal of Systems Science*, No. 9, 613-626.
- Goldratt E. M. (1997). Critical chain. *The North River Press Publishing Corporation*, Great Barrington.
- Hapke M., Słowiński R. (1996). Fuzzy priority heuristics for project scheduling. *Fuzzy Sets and Systems*, Vol. 83, No. 3, 291-299.

- Kuchta D. (2001). Miękką matematyką w zarządzaniu. Zastosowanie liczb przedziałowych i rozmytych w rachunkowości zarządczej. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław.
- Lortrapong P., Moselhi O. (1996). Project-network analysis using fuzzy sets theory. *Journal of Construction Engineering and Management*, Vol. 122, No. 4, 308-318.
- Prade H. (1979). Using fuzzy set theory in a scheduling problem: a case study. *Fuzzy Sets and Systems*, Vol. 2, No. 2, 153-165.
- Ramik J., Rommelfanger H. (1995). Nonnegative extremal solution of fuzzy equation $A \oplus X \cong B$ and its use in network analysis. *Foundations of Computing and Decision Sciences*, Vol. 19, 225-237.

APPLICATION OF FUZZY SET THEORY TO SCHEDULE CONSTRUCTION WORKS BY THE CRITICAL CHAIN METHOD

Abstract: The paper presents a new approach to the problem of scheduling of construction project by the critical chain method. Novelty of the method is to include inaccurate information about the parameters of probability distributions of durations of works. In order to identify the critical chain and schedule buffers, fuzzy set theory and the modified rules for the arithmetic of fuzzy numbers is used. To determine the non-fuzzy buffered schedule, the concept of α -cuts of a fuzzy number is used. The correctness of the presented approach is demonstrated on the basis of the results of the simulation.

WPŁYW RODZAJU CEMENTU I WARUNKÓW DOJRZEWANIA NA PRZYCZEPNOŚĆ ZAPRAW DO PODŁOŻA BETONOWEGO

Dorota MAŁASZKIEWICZ*, Aneta JURGUĆ

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Celem badań było określenie wpływu rodzaju cementu użytego do wykonania zapraw cementowych i cementowo-wapiennych oraz warunków dojrzwania na ich przyczepność do podłoża betonowego. Zastosowano cementy CEM I 32,5, CEM II/B-V 32,5 oraz CEM III/A 32,5. Zaprawy naniesiono na podkłady betonowe i poddano dojrzwaniu w różnych warunkach ciepłno-wilgotnościowych: seria I w warunkach naturalnych w temperaturze $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ i wilgotności względnej $60\% \pm 5\%$, seria II w temperaturze $+30^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ przy wilgotności względnej $40\% \pm 5\%$ oraz seria III w temperaturze $+7^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Przyczepność do podłoża zbadano zgodnie z procedurą normy PN-EN 1015-12:2002. Wapno wpłynęło na wzrost przyczepności zaprawy do podłoża betonowego niezależnie od zastosowanego cementu i warunków dojrzwania. Najmniej korzystne warunkami dojrzwania miały próbki w serii II. Cement CEM I okazał się najbardziej wrażliwy na niekorzystne warunki dojrzwania.

Słowa kluczowe: zaprawa cementowa, zaprawa cementowo-wapienna, przyczepność zaprawy, warunki dojrzwania.

1. Wstęp

Celem naprawy konstrukcji betonowych jest przywrócenie pierwotnego stanu technicznego i ochrona konstrukcji przed działaniem niekorzystnych czynników środowiskowych. Na skuteczność naprawy wpływa zarówno dobór odpowiednich materiałów naprawczych, jak również charakter ich aplikacji. Jednym ze sposobów zabezpieczenia i ochrony elementów betonowych jest zabezpieczenie ich warstwą ochronną z zaprawy tynkarskiej. Warunki użytkowania oraz czynniki zewnętrzne, takie jak temperatura i wilgoć, powodują z upływem czasu zmianę właściwości materiału naprawczego między innymi zmniejszenie adhezji, co może prowadzić do pęknięć, odspojeń, zmniejszenia właściwości barierowych. O skuteczności naprawy w głównej mierze decyduje przyczepność materiału naprawczego do betonu (Siewczyńska i Jasiczak, 2009). Naprawy konstrukcji betonowych wykonywane są podczas remontów, przebudowy bądź odbudowy obiektów. Dobór materiałów i sposobu wykonania prac w dużym stopniu decyduje o efektywności napraw. Po zastosowaniu wyroby i zestawy przeznaczone do napraw obiektów powinny zapewnić stabilność i trwałość naprawionego betonu i całej konstrukcji (Mozaryn, 2005).

Do oceny celowości i możliwości naprawy konieczne jest ustalenie wad występujących w konstrukcji betonowej oraz ich przyczyn. Wady te mogą wynikać zarówno

z błędów powstałych w czasie projektowania, nadzoru, wykonania prac i doboru materiałów, jak również z powodu (Czarnecki i Łukowski, 2010):

- nieprawidłowego zaprojektowania konstrukcji,
- niewystarczającej otuliny betonowej,
- niewłaściwego zaprojektowania, wymieszania i zagęszczenia mieszanki betonowej,
- użycia kruszywa złej jakości, skażonego lub reaktywnego,
- wadliwej lub niewystarczającej izolacji przeciwwodnej,
- nieodpowiedniej pielęgnacji.

Beton wybrano na podłożu w przeprowadzonych badaniach również ze względu na to, że w porównaniu z innymi materiałami (ceramika, silikat, gazobeton) wykazuje względnie stałe cechy w zakresie szorstkości i niską nasiąkliwość. Tym samym chłonność podłoża betonowego jest niewielka (Pytel i Łagosz, 2008).

2. Metodologia badań własnych

Przedmiotem badań były zaprawy cementowe oraz cementowo-wapienne wykonane przy użyciu cementów CEM I 32,5R, CEM II/B-V 32,5 oraz CEM III/A 32,5, wapna hydratyzowanego, wody i piasku naturalnego 0/2. Zaprawy nanoszono ręcznie na wcześniej przygotowane

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: d.malasziewicz@pb.edu.pl

podłoże betonowe. Grubość warstwy zaprawy wynosiła $1,2 \text{ cm} \pm 10\%$. Wykonano badanie przyczepności zaprawy metodą „pull off test” za pomocą urządzenia DYNA Z16 zgodnie z normą PN-EN 1015-12:2002 *Metody badań zapraw do murów – Część 12: Określenie przyczepności do podłoża stwardniałych zapraw na obrzutkę i do tynkowania*.

Zaprojektowanie składu zaprawy z trzema rodzajami cementu polegało na odważeniu suchych składników zaprawy (przy założeniu proporcji objętościowych podanych w tabeli 1) i poddaniu ich wstępnemu mieszanin. Następnie dodano wodę w takiej ilości, aby zapewnić odpowiednią jednakową konsystencję równą $4 \pm 0,5 \text{ cm}$ przy badaniu penetrometrem. Dla każdej z planowanych do wykonania zapraw indywidualnie ustalono właściwą ilość wody. Składy poszczególnych zapraw przedstawiono w tabeli 1.

Podłoże pod zaprawę zostało oczyszczone z kurzu, brudu i słabo przylegających części mogących osłabić przyczepność zaprawy. Zaprawę narzucano równomiernie przy pomocy kielni, a nadmiar zaprawy zbierano pacą styropianową.

Przygotowane próbki rozformowywano po okresie 24 h. Po wyjęciu z form próbki oznaczono i pozostawiono przez 6 dni dojrzewania w różnych warunkach ciepłowo-wilgotnościowych. Dla dwóch serii próbek celowo nie zapewniono właściwej pielęgnacji podczas wiązania i dojrzewania zaprawy. Pielęgnowanie próbek w zmiennych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych polegało na umieszczeniu ich odpowiednio:

- seria I: pod folią, w warunkach naturalnych przy prawidłowej pielęgnacji, w temperaturze $+20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$, wilgotność względna $60\% \pm 5\%$;
- seria II: w suszarce w temperaturze $+30^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ przy wilgotności względnej $40\% \pm 5\%$;
- seria III: zamknięte w lodówce w warunkach obniżonych temperatur, w temperaturze $+7^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$.

Po upływie tego czasu wszystkie próbki przechowywane były w warunkach jak dla serii I. Po 28 dniach od wykonania próbek przeprowadzone zostało badanie przyczepności zaprawy do podłoża. Według normy PN-EN 1015-12:2002 przyczepność jest określana jako maksymalne naprężenie rozciągające wywołane przez obciążenie odrywające przyłożone

prostopadle do powierzchni zaprawy na obrzutkę lub do tynkowania naniesionej na podłoże. Obciążenie odrywające jest przykładane za pomocą płytki odrywającej przyklejanej do powierzchni licowej badanej zaprawy. Na wynik próby odrywania wpływają w dużym stopniu: rozmiar kruszywa, rozmiar rdzenia, dopasowanie urządzenia do powierzchni i staranność wykonania badania.



Rys. 1. Etap ustawiania urządzenia do pomiaru DYNA Z16 nad krążkiem i zerowanie licznika

Po 24 h (po stwardnieniu kleju) krążki stalowe połączone z metalowym ciągnem przyrządu odrywającego próbkę zaprawy tak, że oś ciągną pokrywała się ze środkiem krążka. Następnie wyzerowano przyrząd do pomiaru i rozpoczęto odrywanie krążka od powierzchni podłoża (rys. 1). Przyrost siły podczas odrywania wynosił 10 N/s . Badanie prowadzono do chwili oderwania naciętej próbki zaprawy od podłoża rejestrując wielkość siły. Wynikiem końcowym oznaczania jest średnia arytmetyczna przyczepności trzech krążków, które uzyskały wartości wytrzymałości najbardziej zbliżone do średniej arytmetycznej z pięciu oznaczeń. Dwa skrajne wyniki należało odrzucić. Przyczepność wyliczono z dokładnością do $0,01 \text{ N/mm}^2$.

Tab. 1. Zestawienie proporcji objętościowych suchych składników oraz skład wagowy na 1 m^3 zaprawy

Rodzaj cementu	Proporcje objętościowe			Skład na 1 m^3 zaprawy, kg			
	Cement	Wapno	Piasek 0/2	Cement	Wapno	Piasek 0/2	Woda
CEM I 32,5	1	0	3	346	0	1414	298
	1	0,33	3	320	42	1400	280
CEM II/B-V 32,5	1	0	3	311	0	1469	288
	1	0,33	3	304	44	1460	283
CEM III/A 32,5	1	0	3	295	0	1493	274
	1	0,33	3	289	44	1478	268

3. Wyniki badań stwardniałych zapraw

W praktyce budowlanej przyczepność jest przedmiotem pomiarów inżynierskich. Gdy w wyniku przyłożonego naprężenia zniszczenie następuje w płaszczyźnie złącza, to przyczepność odzwierciedla wielkość sił adhezji oddziałujących między materiałami. W innym przypadku (zniszczenie w materiale naprawczym, w podłożu lub w sposób mieszany) można jedynie wnioskować, że siła łączenia materiałów jest większa od wyznaczonej w badaniu.

Rozróżnia się trzy modele rozerwania.

- A – pęknięcie kohezyjne, pęknięcie w materiale podłoża – przyczepność jest większa niż wynik badania;
- B – pęknięcie adhezyjne, pęknięcie na styku zaprawy z podłożem – przyczepność jest równa wynikowi badania;
- C – pęknięcie kohezyjne, pęknięcie w samej zaprawie - przyczepność jest większa niż wynik badania.

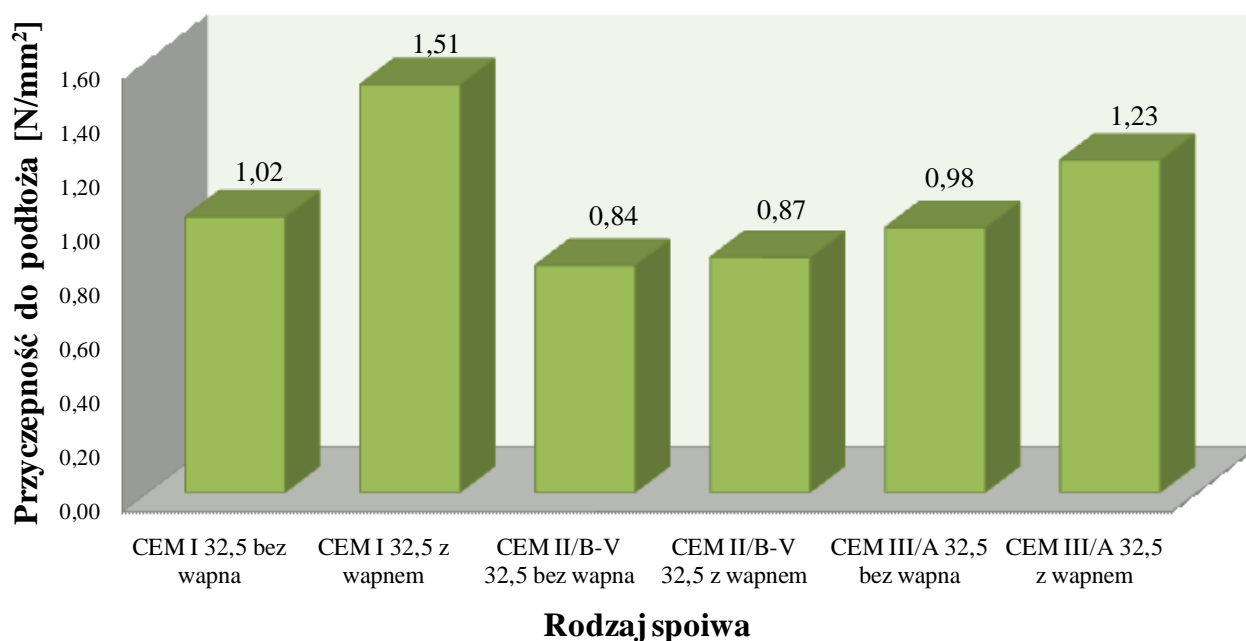
Średnie arytmetyczne przyczepności zapraw do podłoża betonowego dla poszczególnych warunków dojrzewania oraz danego rodzaju zaprawy po odrzuceniu dwóch skrajnych wyników zestawione zostały w tabeli 2. Za model pęknięcia przyjmowano taki, który dominował wśród wyników oznaczenia i wskazywał na jeden z zasadniczych modeli zerwania. Biorąc pod uwagę wszystkie próby oderwania krążka, przeważającym modelem zerwania był model C.

4. Analiza wyników badań przyczepności zapraw do podłoża betonowego

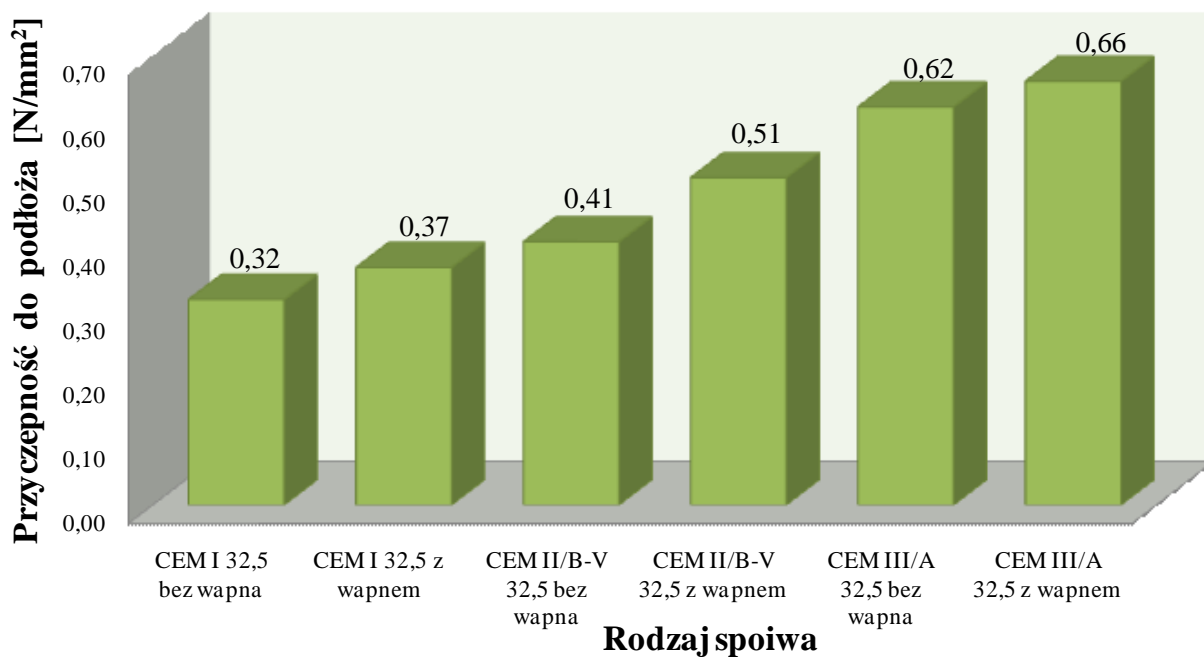
Na rysunku 2 przedstawiono wykres zależności przyczepności zapraw do podłoża betonowego od rodzaju spoiwa użytego do ich wykonania. Zaprawy te dojrzewały pod folią w warunkach naturalnych w temperaturze $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

Największą przyczepność do podłoża betonowego spośród zapraw dojrzewających w warunkach naturalnych wykazała zaprawa cementowo-wapienna z CEM I 32,5. Zaprawa wykonana przy użyciu tego samego cementu, jednak bez użycia wapna, uzyskała przyczepność do podłoża mniejszą o 0,49 MPa (32 %). W przypadku zapraw z CEM II/B- V 32,5 dodatek wapna nie wpłynęło na zmianę przyczepności. Analizując przyczepność zaprawy z CEM III/A również zaobserwować można zwiększenie przyczepności po dodaniu wapna o około 25%.

Na rysunku 3 zaprezentowano wykres zależności przyczepności zapraw dojrzewających w suszarce w temperaturze $+30^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ przy wilgotności względnej 40% od rodzaju spoiwa. Dodatek wapna wpłynął na wzrost przyczepności zaprawy do podłoża betonowego. W przypadku zapraw dojrzewających w suszarce wapno spowodowało wzrost przyczepność zapraw o około 16%, 24% oraz 6% odpowiednio dla cementów CEM I, CEM II/B-V, CEM III/A. Największą przyczepność uzyskała zaprawa wykonana z cementem CEM III/A 32,5 z dodatkiem wapna, najmniejszą natomiast zaprawa z CEM I 32,5 bez wapna. Przyczepność zaprawy z CEM III/A jest ponad dwukrotnie większa niż zaprawy wykonanej z cementem CEM I 32,5.



Rys. 2. Wykres zależności przyczepności zaprawy do podłoża betonowego od rodzaju spoiwa użytego do wykonania zaprawy dla próbek dojrzewających pod folią

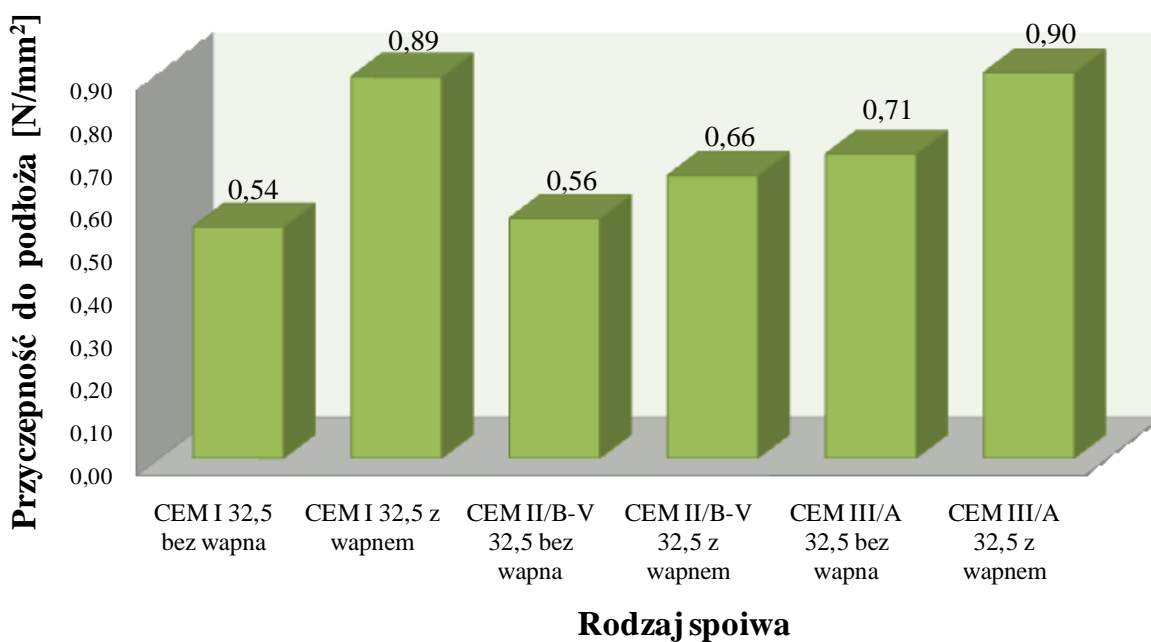


Rys. 3. Wykres zależności przyczepności zaprawy do podłoża betonowego od rodzaju spoiwa użytego do wykonania zaprawy dla próbek dojrzewających w suszarce

Rysunek 4 przedstawia wartości przyczepności zapraw do podłoża betonowego w zależności od rodzaju spoiwa użytego do wykonania zaprawy. Dojrzwianie odbyło się w warunkach obniżonych temperatur w temperaturze $+7^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Największe przyczepności do podłoża betonowego uzyskały zaprawy cementowo-wapienne wykonana z cementami CEM III/A oraz CEM I. W przypadku CEM I 32,5 przyczepność wzrosła o około 65% po dodaniu wapna. Analizując przyczepność

zaprawy z CEM II/B-V zaobserwować można mniej znaczące zwiększenie przyczepności po dodaniu wapna (o około 18%).

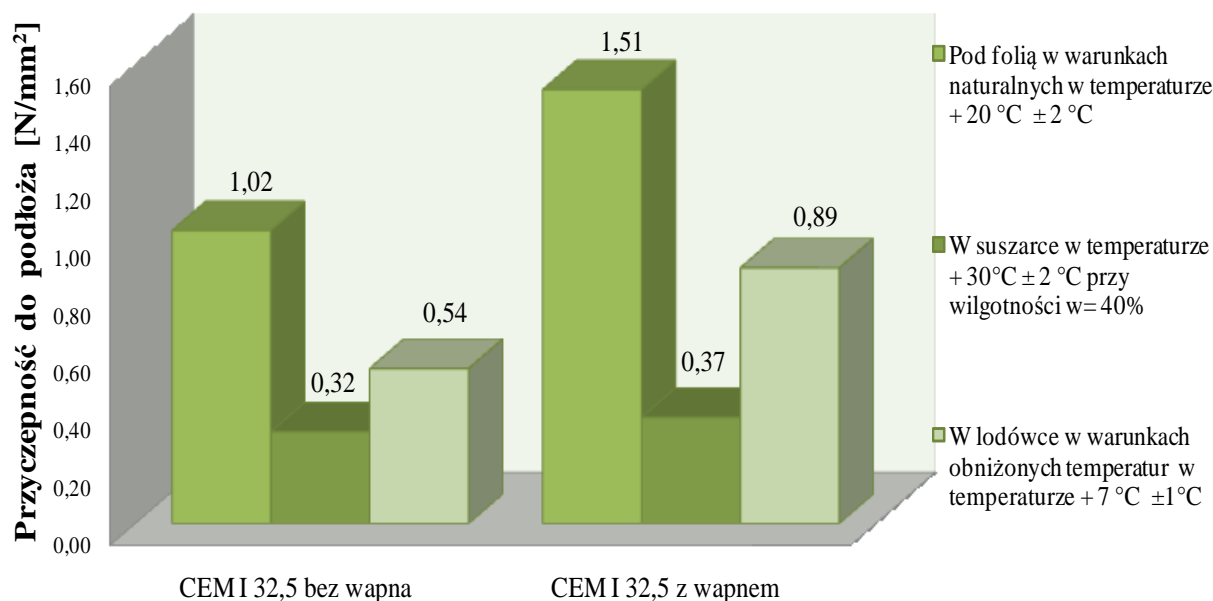
Z analizy powyższych wykresów wynika, że dodanie do zaprawy wapna w ilości 42 kg/m^3 podwyższa przyczepność zaprawy do podłoża betonowego niezależnie od zastosowanego cementu i warunków dojrzewania.



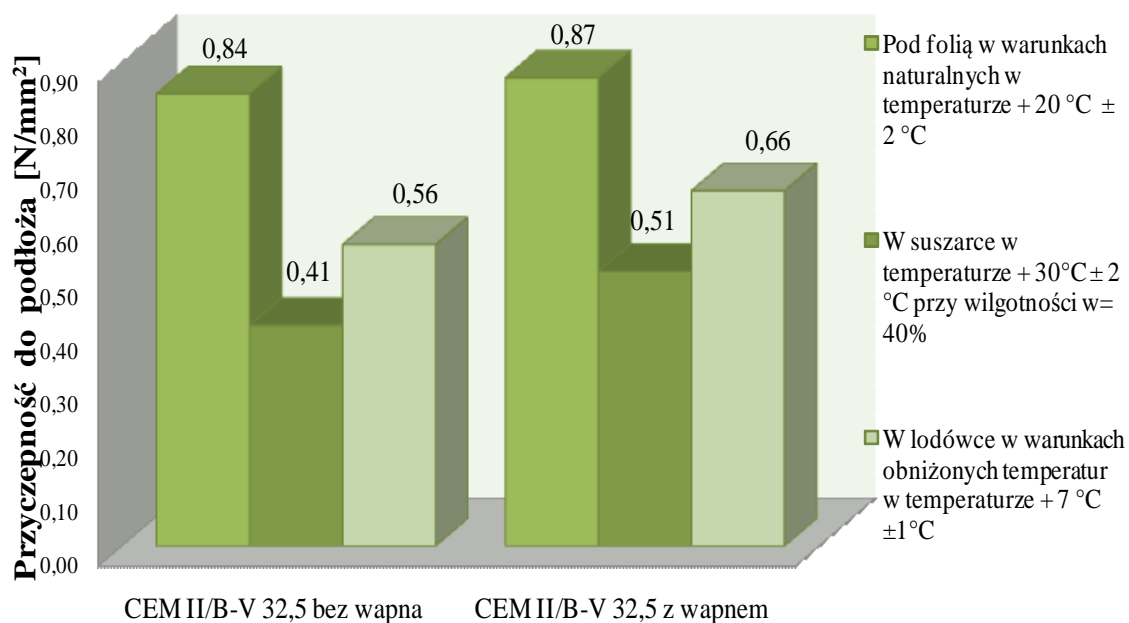
Rys. 4. Wykres zależności przyczepności zaprawy do podłoża betonowego od rodzaju spoiwa użytego do wykonania zaprawy dla próbek dojrzewających w lodówce

Na rysunku 5 zaprezentowano wykres zależności przyczepności zaprawy wykonanej z CEM I 32,5 od warunków dojrzewania. Najniższą przyczepność uzyskały zaprawy dojrzewające w suszarce. Dotyczy to zarówno zaprawy cementowej, jak i cementowo-wapiennej. Przyczepność zapraw cementowych zmniejszyła się o 69% i 47% odpowiednio w stosunku do zapraw dojrzewających w warunkach naturalnych i w obniżonej temperaturze. W przypadku zapraw cementowo-wapiennych spadek wyniósł odpowiednio 76% i 41%.

Na rysunku 6 przedstawiono zależność przyczepności zaprawy wykonanej z cementem CEM II/B-V 32,5 od warunków podczas dojrzewania. Przyczepność zaprawy cementowej dojrzewającej w warunkach naturalnych jest wyższa od wartości przyczepności zapraw dojrzewających w suszarce i w lodówce odpowiednio o 51% i 33%. W przypadku zaprawy cementowo-wapiennej przyczepność do podłoża betonowego jest wyższa o odpowiednio 41% i 24%.



Rys. 5. Wykres zależności przyczepności zaprawy wykonanej z cementem CEM I 32,5 do podłoża betonowego od warunków dojrzewania



Rys. 6. Wykres zależności przyczepności zaprawy wykonanej z cementem CEM II/B-V 32,5 do podłoża betonowego od warunków dojrzewania

Na rysunku 7 pokazano wykres zależności przyczepności zaprawy z CEM III/A 32,5 od warunków dojrzewania próbek. Przyczepność zaprawy cementowej maleje o 37% i 28% w przypadku dojrzewania odpowiednio w suszarce i w obniżonej temperaturze. W przypadku zaprawy cementowo-wapiennej spadek wyniósł odpowiednio 46% i 27%. Cement hutniczy okazał się najmniej wrażliwy na niekorzystne warunki dojrzewania spośród trzech zastosowanych cementów, co pozostaje w sprzeczności z wynikami uzyskanymi przez Cakara i Akoza (2008), którzy badali wpływ dodatku granulowanego żużla wielkopieczowego na właściwości zapraw.

Z analizy powyższych wykresów wynika, że najniższą przyczepność do podłoża betonowego uzyskały zaprawy dojrzewające przez 7 dni w temperaturze $+30^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ bez pielęgnacji na mokro, najwyższą zaś dojrzewające w temperaturze $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ w warunkach wilgotnych, niezależnie od zastosowanego spoiwa. Niniejsze badania potwierdzają wyniki uzyskane przez Hassana i in. (2000). Mniej niekorzystne okazało się dojrzewanie w lodówce w warunkach obniżonej temperatury. Należy to tłumaczyć tym, że po spowolnieniu dojrzewania zaprawy spowodowanym niską temperaturą, po przełożeniu próbek pod folię w temperaturze $+20^{\circ}\text{C}$ proces hydratacji został wznowiony ze względu na obecność wody w systemie. Próbkę w lodówce były szczelnie zamknięte i nie nastąpiło tak silne odparowanie wody, jak w przypadku próbek przechowywanych w suszarce.

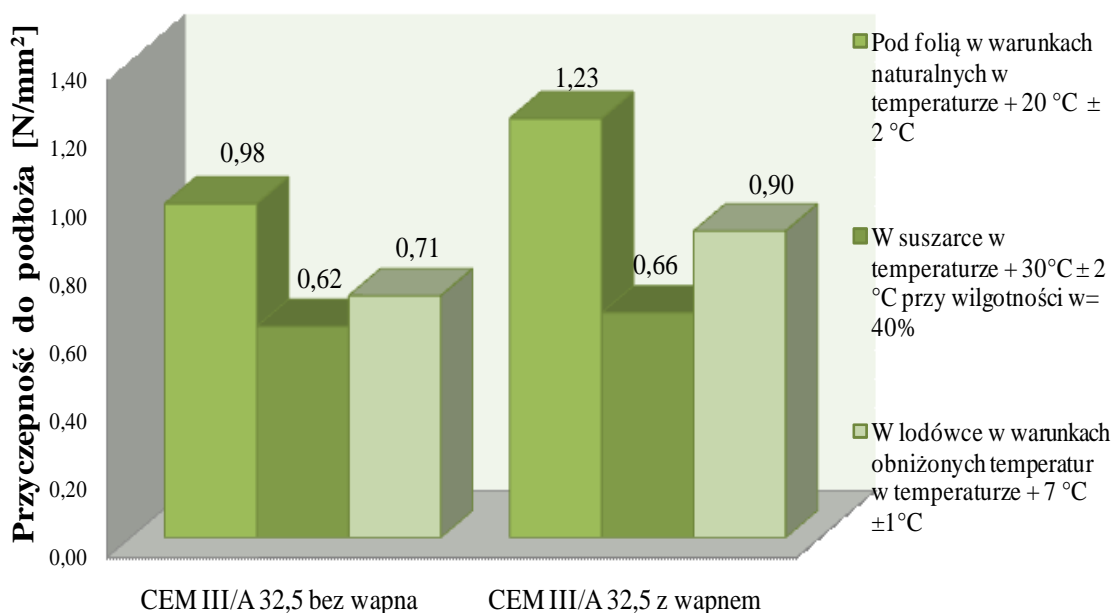
5. Wnioski

Uwzględniając rodzaj cementu można stwierdzić, że:

1. Cementy CEM II/B-V i CEM III/A są mniej wrażliwe na temperaturę podczas procesu dojrzewania i twardnienia w początkowym okresie (7 dni) niż cement CEM I.
2. Zmiana temperatury podczas procesu hydratacji spowodowała około trzy- i dwukrotny spadek przyczepności zapraw cementowych z CEM I dojrzewających odpowiednio w suszarce i w lodówce oraz odpowiednio cztero- i dwukrotny spadek przyczepności zapraw cementowo-wapiennych.

Uwzględniając wpływ dodatku wapna można stwierdzić, że:

1. Wapno w znacznej mierze wpłynęło na wzrost przyczepności zaprawy do podłoża betonowego niezależnie od zastosowanego cementu i warunków dojrzewania.
2. Najbardziej widoczne jest to w przypadku zapraw z CEM I 32,5. Po dodaniu wapna przyczepność wzrosła o około 16%, 48% i 65% odpowiednio dla próbek dojrzewających w warunkach naturalnych, w suszarce oraz w lodówce.
3. Najmniejszy wpływ wapna uzyskano w przypadku zapraw z CEM II/B-V.



Rys. 7. Wykres zależności przyczepności zaprawy wykonanej z cementem CEM III/A 32,5 do podłoża betonowego od warunków dojrzewania

Uwzględniając wpływ warunków dojrzewania można stwierdzić, że:

1. Największą przyczepność do podłoża wykazały próbki przechowywane w warunkach naturalnych, najmniejszą zaś przechowywane w suszarce. Różnice te wyniosły około 69%, 51% i 37% dla zapraw cementowych oraz 76%, 41% i 46% dla zapraw cementowo-wapiennych odpowiednio z cementami CEM I 32,5, CEM II/B-V 32,5 i CEM III/A 32,5.
2. Próbkę dojrzewającą w lodówce uzyskały pośrednie wartości przyczepności zaprawy do podłoża betonowego.
3. Świeża zaprawa powinna być chroniona zarówno przed oddziaływaniem podwyższonej jak i obniżonej temperatury. Temperatura wyższa przyspiesza hydratację pod warunkiem dostatecznej wilgotności, a niższa opóźnia proces dojrzewania. Przy niskiej wilgotności, co miało miejsce w suszarce, nastąpiło szybkie odparowywanie wody. W przypadku niewystarczającej ilości wody do poprawnego przebiegu wiązania doszło do przesuszenia i zahamowania procesu hydratacji.

Literatura

- Cakar O., Akoz F. (2008). Effect of curing conditions on the mortars with and without GGBFS. *Construction and Building Materials*, No. 22, 308-314.
- Czarnecki L., Łukowski P. (2010). Wdrażanie normy PN-EN 1504-9 do stosowania w Polsce. *Materiały budowlane*, 2/2010, 2-21.
- Hassan K.E., Robery P.C., Al.-Alawi L. (2000). Effect of hot-dry curing environment in the intrinsic properties of repair

materials. *Cement and Concrete Research*, No. 22, 453-458.

Możaryn T. (2005). Wymagania dotyczące wyrobów do napraw konstrukcji z betonu. *Materiały budowlane*, 9/2005, 12-13.

Pytel Z., Łagosz A. (2008). Przyczepność tradycyjnych zapraw do typowych elementów ściennych. W: *Materiały Konferencji „Dni Betonu”*, Wisła 2008.

Siewczyńska M., Jasiczak J. (2009). Wpływ wybranych parametrów betonu na przyczepność powłok naprawczych. *Materiały budowlane*, 2/2009, 10-11.

THE INFLUENCE OF CEMENT TYPE AND CURING CONDITIONS ON MORTARS ADHESION TO CONCRETE BASE

Abstract: The aim of the study was determination of the influence of cement type and curing conditions on adhesion of cement and cement-lime mortars to concrete base. The following cements were used: CEM I 32,5, CEM II/B-V 32,5 and CEM III/A 32,5. Mortars were applied on concrete base and cured in different temperatures and relative humidity: series I in natural conditions in temperature $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ and relative humidity $60\% \pm 5\%$, series II in temperature $+30^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ and relative humidity $40\% \pm 5\%$ and series III in temperature $+7^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Adhesion was tested according to the procedure described in the standard PN-EN 1015-12:2002. Addition of lime increased adhesion of mortars to concrete base regardless the applied cement type and curing environment. The least favorable conditions had specimens in series II. Cement CEM I turned out to be the most sensitive to varying curing conditions

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach pracy statutowej nr S/WBiŚ/1/10

SPRAWDZENIE PRAWDŁOWOŚCI ZAŁOŻONYCH PARAMETRÓW ORGANIZACYJNYCH I WYDAJNOŚCIOWYCH PROCESU PRODUKCYJNEGO SPRĘŻONYCH PŁYT KANAŁOWYCH TYPU HC Z UWZGLĘDNIENIEM WARUNKÓW LOSOWYCH

Aleksander Kazimierz NICAŁ*, Marcin GRABOWSKI

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Streszczenie: Celem referatu jest zbadanie, przy zastosowaniu metody symulacyjnej Monte Carlo, wpływu losowego rozkładu czasów trwania działań oraz operacji roboczych w ramach procesu produkcyjnego strunobetonowych wielootworowych płyt stropowych HC metodą ślizgową „Spiroll” na końcową wielkość parametrów produkcyjnych. Ciąg działań technologicznych występujących w całym procesie zobrazowano na schemacie technologiczno-funkcyjnym, natomiast przykładowe czasy trwania działań roboczych pokazano na karcie operacji roboczej. Dodatkowo zdefiniowano przyczyny występowania różnych czasów trwania działań w ramach operacji roboczych i założono losowy ich rozkład. Wielkość dyspersji wokół wartości oczekiwanej na wykresie gęstości prawdopodobieństwa dla danej operacji roboczej uzależniona jest od jej stopnia mechanizacji. Uzyskane na podstawie badań rezultaty pozwalają stwierdzić, że założone na wstępie parametry organizacyjne i wydajnościowe są wysoce prawdopodobne to osiągnięcia.

Słowa kluczowe: proces produkcyjny, płyta stropowa, analiza symulacyjna, warunki losowe.

1. Wstęp

Technologię produkcji sprężonych płyt kanałowych typu HC wdrożono w Polsce w pierwszej połowie lat 70-tych ubiegłego stulecia, bazując na rozwiązaniach firmy „Spiroll” (Łodo, 2002). Czynniki przemawiającymi za wdrożeniem tej technologii były, oprócz szerokich możliwości stosowania tych płyt w budownictwie mieszkaniowym oraz przemysłowym, również wysokie nośności i rozpiętości elementów, dochodzące do 12 metrów (Nicał, 2011). Obecnie roczna produkcja tych elementów w skali światowej przekracza 50 mln m² (Cholewicki, Szulc, 2010). Projektowanie procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych w wymiarze technologicznym oparte jest wciąż na rozwiązaniach firmy „Spiroll”, natomiast w wymiarze organizacyjnym zachodzi konieczność zdefiniowania podstawowych parametrów wydajnościowych. Do tych parametrów zalicza się moc produkcyjną, czyli wielkość wyrażającą teoretyczną ilość wyprodukowanych elementów w jednostce czasu oraz zdolność produkcyjną, która stanowi skorygowaną wartość mocy produkcyjnej uwzględniającą występujące w trakcie produkcji zakłócenia oraz potencjalne przerwy. Proces produkcyjny

dzieli się na proces roboczy oraz proces dojrzewania. W skład procesu roboczego wchodzi operacje robocze, które złożone są z ciągu działań roboczych. Parametrem określającym czas trwania poszczególnych operacji roboczych, skutkujących wyprodukowaniem jednego elementu jest rytm produkcyjny. Łączny czas potrzeby do całkowitego przetworzenia przedmiotów produkcji, w ramach przyjętych stanowisk lub form definiuje się jako cykl roboczy. Wydłużenie lub skrócenie czasu trwania operacji roboczej wpływa na wielkość rytmu i cyklu produkcyjnego, co w konsekwencji prowadzi do zmiany przyjętych wartości mocy i zdolności produkcyjnej.

2. Charakterystyka sprężonych płyt kanałowych typu HC

Produkowane sprężone płyty kanałowe HC wykonywane są z betonu klasy C40/50 (Jamroży, 2005). Jako podłużne zbrojenie sprężające stosuje się siedmiodrutowe sploty o dwóch średnicach: 9,3 mm i 12,5 mm ze stali Y1860 S7. Długość produkowanych elementów mieści się w granicach od 6,0 m do 15,0 m, a wysokość może wynosić 16, 20, 26,5, 32, 40 i 50 cm. Szczegółowe

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.nical@il.pw.edu.pl

zestawienie asortymentu produkowanych wyrobów przedstawiono w tabeli 1.

3. Opis modelu technologiczno-organizacyjnego przebiegu produkcji sprężonych płyt kanałowych typu HC

Sprężone płyty kanałowe typu HC formowane i zagęszczane są samojezdnym agregatem poruszającym się na stalowym podłożu torów naciągowych, z których każdy ma szerokość 1,20 m i długość 124 m. Znaczny wymiar podłużny powstałego pasma płytowego oraz dojrzewanie poprzez podgrzewanie od spodu gorącą wodą znajdującą się w rurach węzownicy, powoduje przyjęcie stacjonarnego wariantu zorganizowania procesu w przestrzeni (Grabowski, 2010).

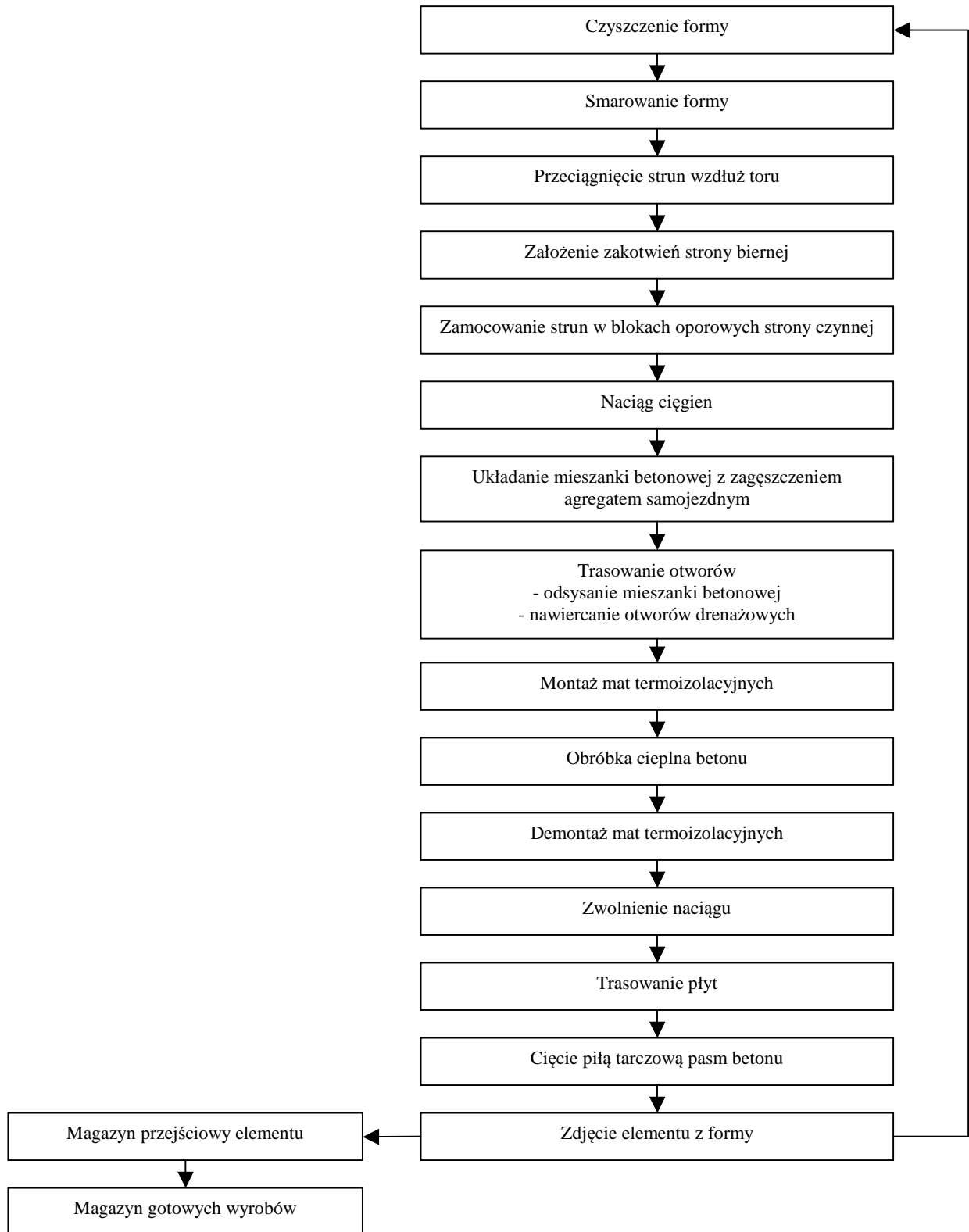
Produkowane elementy są technologicznie podobne, wobec czego przyjęty został przedmiotowy wariant organizacji podsystemów produkcyjnych. Proces roboczy ma charakter złożony i realizowany jest w ramach dwóch operacji roboczych. Zróżnicowane czasy trwania obu operacji roboczych oraz wymuszona kolejność ich przeprowadzania powodują, że założone powiązania podsystemów produkcyjnych mają charakter półsztywny (Cieszyński i in., 1983). Przykładowa karta organizacyjna operacji roboczej, obejmującej formowanie, trasowanie, przykrycie świeżych pasm płytowych oraz uruchomienie obróbki cieplnej pokazano na rysunku 1. Schemat technologiczno-funkcjonalny całego procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych typu HC przedstawiono na rysunku 2.

Tab. 1. Zestawienie asortymentu produkowanych płyt stropowych (Grabowski, 2010)

Typ przekroju	Obciążenie użytkowe [kN/m ²]	Powierzchnia przekroju [m ²]	Teoretyczna masa płyty bez strun [kg/m ²]	Udział procentowy kanałów w przekroju [%]
HC 160	1,5 do 30,0	0,110	220	42,7
HC 200	1,5 do 30,0	0,117	234	49,1
HC 265	1,5 do 30,0	0,172	344	43,7
HC 320	2,0 do 30,0	0,178	356	51,8
HC 400	2,0 do 30,0	0,207	415	55,6
HC 500	2,0 do 30,0	0,298	596	48,5

Lp	Nazwa czynności	Jednostka	Liczba jednostek	Norma czasu pracy maszyn na jednostkę	Norma czasu pracy ręcznej na jednostkę	Liczba zatrudnionych	Czas trwania czynności	Harmonogram			
								40'	80'	120'	160'
1	Układanie mieszanki betonowej z zagęszczeniem agregatem samojezdnym	m	120	1	-	2	120	████████████████████			
2	Trasowanie otworów -odsysanie mieszanki betonowej -nawiercanie otworów drenażowych	m	120	15	-	2	8,0				█
3	Montaż mat termoizolacyjnych	m	120	-	15	2	8,0				█
4	Podłączenie gorącej wody	szt.	1	-	1	1	1,0				█
Siły wytwórcze	Robotnicy	Robotnik I						████████████████████			
		Robotnik II						████████████████████			
	Maszyny stanowiska	Samojezdny agregat formujący						████████████████████			
		Agregat do trasowania i nacinania otworów drenażowych						█			

Rys. 1. Karta organizacyjna operacji roboczej formowania, trasowania, montażu mat termoizolacyjnych oraz podłączenia gorącej wody (źródło własne)



Rys. 2. Schemat technologiczno-funkcjonalny procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych typu HC (Słoniewski, 1974)

4. Określenie parametrów procesu produkcyjnego metodą symulacyjną Monte Carlo

4.1. Wstęp

Prowadzone w ramach procesu roboczego sprężonych płyt kanałowych typu HC operacje robocze, składają się zarówno z działań wykonywanych mechanicznie, jak również ręcznie. W wyniku przeprowadzonych w przeszłości badań chronometrycznych w zakładach produkcyjnych zajmujących się produkcją tego typu prefabrykatów, w opisany sposób, mierząc czas trwania działań otrzymano szereg wielkości. Pod uwagę należy wziąć jednak fakt, że przypisane czasy nie są stałe, a wpływ na ich wielkość mają następujące czynniki (Orłowski, 1990):

- zła jakość surowców;
- awarie urządzeń składowych linii produkcyjnej;
- niejednakowa wydajność pracowników.

Przedstawione powyżej czynniki skutkują tym, że czasy trwania działań i operacji roboczych oraz wynikające z nich wielkość rytmu i cyklu produkcyjnego przyjmować mogą zróżnicowane wartości. Założyć, zatem można losowy rozkład czasów trwania operacji roboczych na poszczególnych stanowiskach roboczych i w zależności od ich specyfiki przypisać im krzywą gęstości prawdopodobieństwa. W przypadku, gdy z założonych krzywych nie można odczytać, znanymi wzorami matematycznymi, konkretnego wyniku, należy przeprowadzić symulację. Wówczas można metodą symulacyjną zbadać wpływ zróżnicowanych czasów trwania operacji roboczych na wielkość rytmu produkcyjnego oraz określić prawdopodobieństwo uzyskania zakładanych parametrów.

4.2. Założone parametry wydajnościowe i organizacyjne

Sumaryczne czasy trwania działań, uzyskane na podstawie badań chronometrycznych w zakładach o zbliżonej

organizacji pracy i wydajności, w ramach operacji roboczej I oraz II wynoszą odpowiednio 127,0 minut i 137,0 minut. Do produkcji prefabrykatów przyjęto 8 torów naciągowych, z czego jeden jest torem rezerwowym. Przyjęty rytm produkcyjny wynosi 140,0 minut, natomiast cykl produkcyjny 280,0 minut. Produkcja realizowana jest w układzie dwuzmianowym, co umożliwi uzyskanie zdolności produkcyjnej na poziomie 210 000 m²/rocznie. Przy uwzględnieniu statycznego współczynnika korygującego, wielkość mocy produkcyjnej wynosi 221 052,6 m²/rocznie.

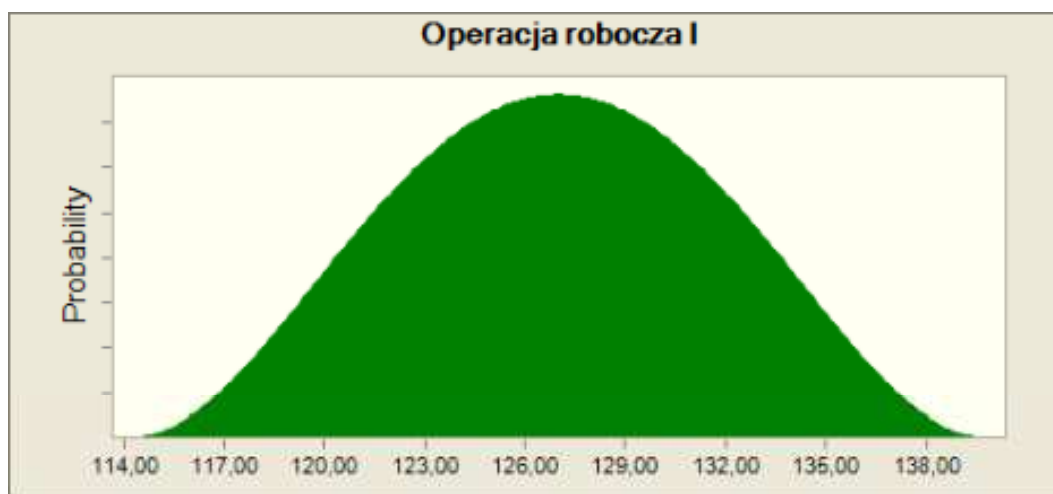
4.3. Dobór krzywych gęstości prawdopodobieństwa dla operacji roboczych

Prawdopodobieństwo, że zmienna T nie przekroczy wartości rytmu produkcyjnego r określić można za pomocą poniższej funkcji:

$$F(r) = P(T \leq r) \quad (1)$$

gdzie: T jest zmienną losową, opisującą rozkład czasu trwania poszczególnych operacji roboczych, a r jest rytmem produkcyjnym.

Działania w ramach operacji roboczej I wykonywane są w większości ręcznie i obejmują kolejno: odłączenie gorącej wody, demontaż mat termoizolacyjnych, czyszczenie i smarowanie powierzchni toru, rozłożenie folii, montaż zakotwień od strony biernej, zamocowanie cięgien w blokach oporowych od strony czynnej oraz zdjęcie folii. Pozostałe czynności prowadzone są w sposób mechaniczny. Znacząca ilość prac ręcznych prowadzi do stosunkowo dużego rozrzutu wokół wartości oczekiwanej i powoduje dobór funkcji o charakterze spłaszczonym, posiadającej dużą dyspersję (Orłowski, 1990). Zastosowany w tym przypadku został rozkład typu BetaPert, pokazany na rysunku 3.



Rys. 3. Krzywa gęstości prawdopodobieństwa dla operacji roboczej I (źródło własne)

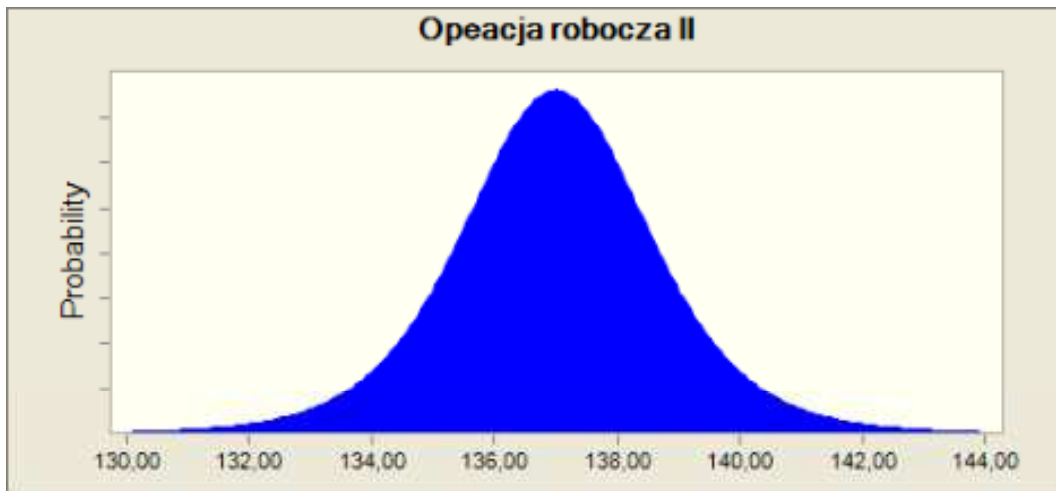
Działania wykonywane w ramach operacji roboczej II są w znacznie większym stopniu zmechanizowane. Ponad 93% całkowitego czasu trwania operacji roboczej II pochłaniają działania prowadzone przy użyciu maszyn. Wobec powyższego założyć można znacznie mniejszy rozrzut wokół wartości oczekiwanej, w tym przypadku jest to rozkład logistyczny, przedstawiony na rysunku 4.

4.4. Wyznaczenie prawdopodobieństwa otrzymania założonych parametrów wydajnościowych i organizacyjnych

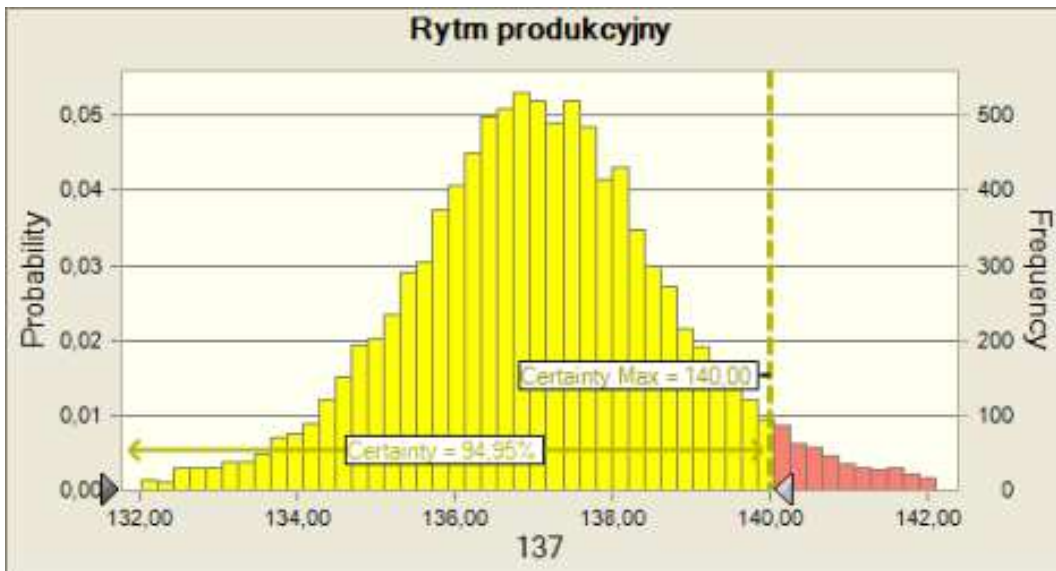
Z przeprowadzonej analizy symulacyjnej Monte Carlo, obejmującej 10 000 powtórzeń, wynika, że prawdopodobieństwo uzyskania założonego rytmu produkcyjnego

o wartości 140 minut jest bardzo wysokie i wynosi 94,95% (rys. 5). Tylko w nieco ponad 5% przypadków przekroczona była wartość rytmu produkcyjnego, co w konsekwencji prowadziło do otrzymania niższej zdolności produkcyjnej, od tej założonej w programie produkcji.

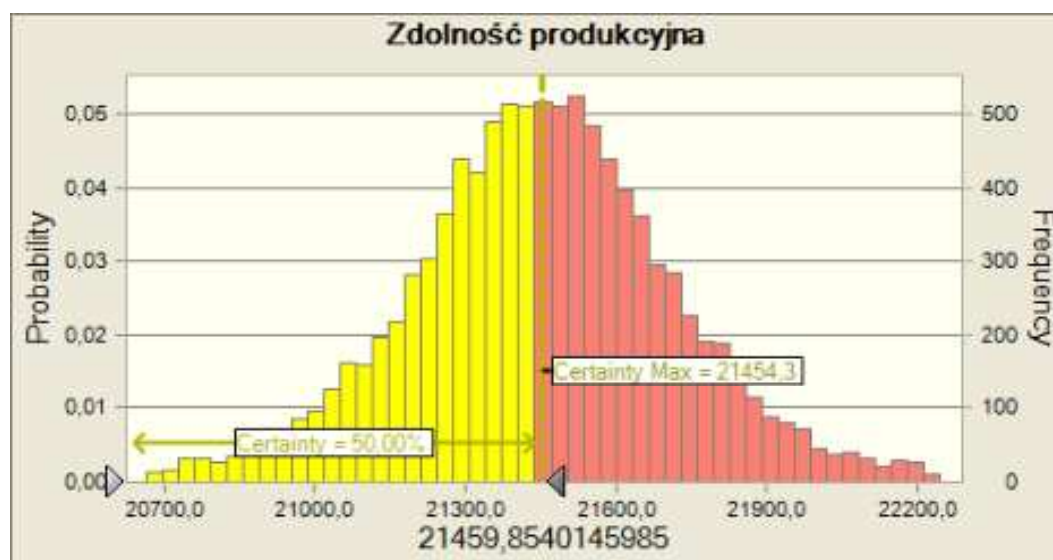
Dodatkowo analizując wyniki przeprowadzonej symulacji zauważyć można, że istnieje 50% szans na uzyskanie zdolności produkcyjnej na poziomie 21 459,85 m²/rocznie, czyli o ponad 2% większej od założonej na wstępie. Krzywa gęstości prawdopodobieństwa zdolności produkcyjnej przedstawiona została na rysunku 6.



Rys. 4. Krzywa gęstości prawdopodobieństwa dla operacji roboczej II (źródło własne)



Rys. 5. Krzywa gęstości prawdopodobieństwa rytmu produkcyjnego



Rys. 6. Krzywa gęstości prawdopodobieństwa zdolności produkcyjnej

5. Podsumowanie

Na podstawie otrzymanych wyników można stwierdzić, że założone w programie produkcji parametry wydajnościowe i organizacyjne procesu produkcyjnego sprężonych płyt kanałowych typu HC są bardzo prawdopodobne do uzyskania. Znaczący wpływ na taki rezultat ma wielkość założonego rytmu produkcyjnego, która jest o ponad 2% większa od najdłuższej trwającej operacji roboczej w całym procesie roboczym. Ograniczony potencjalny rozrzut sumarycznych czasów trwania w przypadku operacji roboczej II, możliwy jest na skutek znacznego stopnia mechanizacji tej operacji roboczej. Prowadzi to w efekcie do otrzymania wyników o wiele bliższych tym założonym na wstępie. Najbardziej problematycznym zagadnieniem przy tego typu symulacjach jest dobór odpowiedniej krzywej, odwzorowującej stan faktyczny. Każdorazowe badanie polega na stosowaniu przybliżenia, skutkującego pewnym błędem w wynikach końcowych. Dysponowanie znaczną liczbą danych wejściowych, w tym przypadku są to wyniki pomiarów chronometrażowych bezpośrednio na liniach produkcyjnych w zakładach, umożliwia dokładniejszy dobór krzywej gęstości prawdopodobieństwa, co w konsekwencji przyczynia się do zmniejszenia wspomnianego błędu. Porównanie przedstawionych w tym referacie wyników z rzeczywistymi, uzyskiwanymi przy podobnych założeniach organizacyjnych i wydajnościowych w zakładach prefabrykacji, zweryfikowałoby wielkość błędu i przypuszczalnie nakreśliłoby nowe kierunki badań w tej dziedzinie.

Literatura

- Cholewicki A., Szulc J. (2010). Sprężone płyty kanałowe typu hc dużej rozpiętości. *Materiały Budowlane*, 11/2010, 13-15.
- Cieszyński K., Śliwiński K., Wróblewski S. (1983). Przemysłowa produkcja prefabrykatów – Organizacja produkcji, PWN, Warszawa.

Grabowski M. (2010). Projekt technologiczno-organizacyjny produkcji strunobetonowych płyt stropowych HC z analizą optymalizacji wariantu dynamicznego zorganizowania w przestrzeni. Praca magisterska, *Politechnika Warszawska*, Warszawa.

Jamróży Z. (2005). Beton i jego technologie. *Wydawnictwo PWN*, Warszawa.

Łodo A. (2002). Strunobeton-sprzęt, technologie, możliwości produkcyjne, zalecenia konstrukcyjne. W: *Materiały XVII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Ustroń 2002, 1-22.

Orłowski Z. (1990). Organizacja podstawowych procesów produkcji elementów betonowych z uwzględnieniem warunków losowych. *Wydawnictwa Politechniki Białostockiej*, Białystok.

Nicał A. K. (2011). Analiza opłacalności funkcjonowania zakładu produkcji strunobetonowych wielootworowych płyt stropowych HC przy wykorzystaniu metody NPV, W: *Materiały XI Konferencji Naukowej Doktorantów Budownictwa*, Szczyrk 2011.

Słoniewski A. (1974). Opracowanie dotyczące technologii produkcji otworowych stropów sprężonych. *CEBET*.

CHECKING THE ACCURACY OF PARAMETERS OF THE PRE-TENSIONED HC SLABS PRODUCTION PROCESS WITH REFERENCE TO CHANCE VARIATIONS

Abstract: The aim of the paper is to determine by means of the Monte Carlo simulation method the influence of random distributions of aggregated production activity durations, within the production process of pre-tensioned HC slabs using the Spiroll production system, on the production parameters. A sequence of technological activities is illustrated in the techno-functional diagram. The sample durations for production activities are shown on an operational schedule. Additionally, causes of the diverse durations of production activities have been defined. Depending on the degree of mechanization of production activities, the dispersion around the expected value of the assumed probability destiny functions can be larger or smaller. Obtained on the basis of the research results reveal that the production parameters, assumed at the beginning, are highly likely to achieve.

ZAKRES MODERNIZACJI BUDYNKU – JAKO WYNIK ANALIZY DIAGNOSTYCZNEJ OBIEKTU

Zygmunt ORŁOWSKI, Nina SZKLENNIK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W artykule przedstawiono metodologię postępowania podczas projektowania robót modernizacyjnych. Przedstawiono proces zmian wartości użytkowych budynku w trakcie eksploatacji. Zaproponowano metodę oceny właściwości użytkowych obiektu poprzez działania diagnostyczne. Działania diagnostyczne dotyczą tak zwanych wymagań podstawowych – wyszczególnionych w Prawie budowlanym. Właściwie przeprowadzona diagnostyka stanowi podstawę określenia zakresu modernizacji i opracowania metod ich realizacji. W końcowej części artykułu autorzy przedstawili koncepcję algorytmu określania stopnia zużycia budynków, który ułatwi podjęcie decyzji o zakresie modernizacji.

Słowa kluczowe: remont, modernizacja, diagnostyka, budynek referencyjny.

1. Wstęp

Obserwowany w ostatnich latach spadek liczby inwestycji na pierwotnym rynku nieruchomości w krajach zachodnich, także w Polsce, motywuje inwestorów do angażowania się w modernizację starych zasobów mieszkaniowych. Remonty i modernizacje obiektów budowlanych stały się ważnym zadaniem procesu budowlanego. Problemowi temu obecnie na świecie poświęca się ponad 40% potencjału budowlanego,

badawczego i produkcji wyrobów przeznaczonych dla budownictwa (Runkiewicz, 2006).

Niniejszy artykuł dotyczy modernizacji budynku, szczególnie, często bardzo kosztownej formy działań związanych z jego utrzymaniem – rysunek 1. Modernizacja jest procesem polegającym na wprowadzeniu zmian i ulepszeń w istniejącym budynku lub jego części celem doprowadzenia go do stanu możliwego do zaakceptowania (PN-ISO 15686-1:2005).

a)



b)



Rys. 1. Prace modernizacyjne: a) w obiekcie zabytkowym, b) w budynku mieszkalnym objętych ochroną konserwatorską

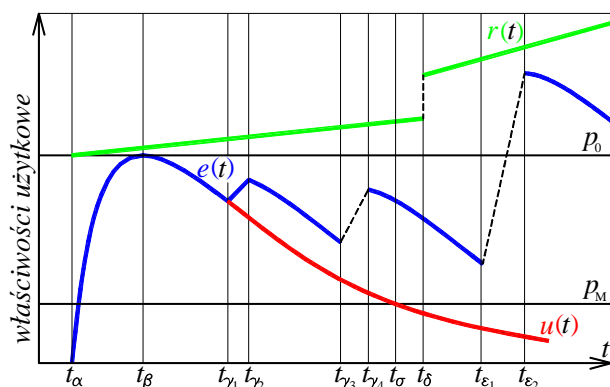
* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: n.szklennik@pb.edu.pl

Poniżej scharakteryzowano proces zmian wartości użytkowych budynku w funkcji czasu. Przyjęto, że stopień zużycia obiektu budowlanego, będzie ustalany na podstawie porównywania cech badanego budynku z cechami obiektu odniesienia, z tak zwanym obiektem referencyjnym. Przystępując do opracowywania projektu modernizacji należy dokonać aktualnej oceny właściwości użytkowych obiektu, to jest badań pod kątem pozostałego okresu, w którym obiekt będzie spełniał swoje funkcje. Parametryczna ocena właściwości użytkowych obiektu budowlanego jest postępowaniem skomplikowanym i trudnym. Autorzy proponują, aby oceny dokonać na podstawie badań diagnostycznych. Wyniki tych badań posłużą jako dane wejściowe do przedstawionego modelu matematycznego umożliwiającego dokonać oceny systemowej zużycia budynku.

2. Zmiana właściwości użytkowych w trakcie eksploatacji budynku

Decydujący wpływ na trwałość i kondycję każdego obiektu budowlanego mają procesy degradacji. Procesy degradacji są to zjawiska naturalne, nierozzerwanie związane z istnieniem, oddziaływaniem środowiska, eksploatacją i starzeniem się każdej budowli, czego następstwem jest obniżenie jej właściwości użytkowych.

Pod pojęciem właściwość użytkowa budynku należy rozumieć poziom jakościowy cech określających spełnienia przez niego żądanych funkcji (PN-ISO 15686-1). Intensywność procesów degradacji z upływem czasu ulega zmianom. Na rysunku 2 przedstawiono zmiany właściwości użytkowych obiektu w funkcji czasu, od jego wykonania przez cały etap użytkowania.



Rys. 2. Zmiany właściwości użytkowych budynku w okresie jego istnienia

Prosta p_0 – określa poziom właściwości użytkowych budynku w momencie oddania do użytku. Założono, że projekt został wykonany w sposób zgodny z obowiązującymi normami i wymaganiami technicznymi.

Od momentu ukończenia projektu t_a (rys. 2) właściwości użytkowe budynku referencyjnego (wzorcowego) (Orłowski i Szklennik, 2010) względem poziomu p_0 wzrastają. Wzrost ten jest wynikiem postępu technicznego, gospodarczego i społecznego, jaki następuje w danym regionie, państwie. Jest to proces

ciągły, dotyczy wszystkich obiektów budowlanych. Powyższe zjawisko przedstawia funkcja $r(t)$ (określająca właściwości użytkowe budynku referencyjnego) – rysunek 2. Obserwowany wzrost skokowy funkcji $r(t)$ w punkcie t_δ spowodowany jest zmianą przepisów dotyczących warunków technicznych dla budynków, powodujących wzrost wymagań, na przykład zmianą przepisów przeciwpożarowych w obiektach mieszkalnych (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 26 listopada 2008 roku), zmianą normy dotyczącej obciążeń śniegu itp. Zauważmy, że

$$r(t) \geq p_0, \text{ dla } t \in [t_\alpha, \infty), \quad (1)$$

czyli w całym przedziale czasu użytkowania obiektu.

Od chwili oddania budynku do użytku jego właściwości użytkowe pogarszają się. Zmiana tych właściwości jest następstwem zużywania się elementów budynku w trakcie eksploatacji, negatywnego oddziaływania środowiska a także procesu starzenia się zastosowanych materiałów. Funkcja $u(t)$ opisująca bieżący stopień spełnienia właściwości użytkowych zmniejsza swoją wartość z upływem czasu t (rys. 2).

Nie cały obiekt i nie wszystkie jego elementy ulegają w równym stopniu degradacji. Poszczególne elementy budynku poddawane są różnorodnym czynnikom środowiska wpływającym na niejednakowe tempo degradacji. Z tego też względu budynek i jego komponenty powinny podlegać okresowym przeglądom, a w ich wyniku elementy, w których zaobserwowano symptomy zużycia powinny być poddawane naprawom i konserwacji. Działania te, według normy PN-ISO 15686-7 – dzielą się na aktywne i wymuszone.

Działania aktywne są planowane, w większości przypadków dotyczą konserwacji elementów budowli, ale również i remontach. Działania wymuszone – jak wynika z ich określenia, są następstwem uszkodzeń lub awarii. Jest to niestety najczęstsza forma działań zapewniająca utrzymanie właściwości użytkowych budynku.

Prosta p_M określa minimalny, dopuszczalny poziom właściwości użytkowych budynku. Funkcja $u(t)$, podobnie jak funkcja $r(t)$ są funkcjami „teoretycznymi”, faktyczną, rzeczywistą funkcją opisującą wartość użytkową obiektu jest funkcja eksploatacji $e(t)$. Dokładniej funkcja $u(t)$ jest „teoretyczna” od chwili $t_{\gamma 1}$, to jest od początkowej chwili pierwszego remontu. Podczas pierwszego remontu $[t_{\gamma 1}, t_{\gamma 2}]$ budynek, najczęściej, nie jest wyłączony z eksploatacji – linia ciągła, później w przedziale $[t_{\gamma 3}, t_{\gamma 4}]$, kiedy zakres remontu ma większy zasięg i budynek jest wyłączony okresowo z eksploatacji – linia kreskowa. Podczas robót związanych z modernizacją (funkcja eksploatacji przekracza p_0) $[t_{\epsilon 1}, t_{\epsilon 2}]$ obiekt jest zazwyczaj również wyłączony z eksploatacji.

Funkcja $u(t)$ opisująca bieżący stopień spełnienia właściwości użytkowych zawarta jest pomiędzy poziomem p_0 – określającym właściwości użytkowe budynku w momencie oddania do użytku i poziomem minimalnym – p_M

$$p_M \leq u(t) \leq p_0 \text{ dla } t \in [t_\alpha, t_\sigma]. \quad (2)$$

Obiekt nie poddawany remontom w stosunkowo krótkim czasie, w zależności od przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych i zastosowanych materiałów, osiągnie stan p_M , stwarzający zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników lub konstrukcji obiektu.

W praktyce, opisana wyżej sytuacja występuje wówczas, kiedy nie prowadzi się cyklicznych przeglądów technicznych budynku. Nie wykonuje się także prac zabezpieczających ani konserwacyjnych, opóźniających procesy degradacji.

W przypadku, gdy obiekt jest użytkowany zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem i poddawany jest – zgodnie z wymogami prawa budowlanego – cyklicznym przeglądom technicznym oraz prowadzone są w związku z tym działania utrzymaniowe okres użytkowania obiektu można zdecydowanie przedłużyć.

Ten wariant zarządzania użytkowaniem budynku przedstawia funkcja $e(t)$ – (rys. 2); po pewnym okresie eksploatacji t_M , kiedy poziom właściwości użytkowych obniżył się, budynek został poddany remontowi. W wyniku tych prac procesy degradacji zostały zatrzymane, a wartość użytkowa budynku uzyskała wyższy poziom. Jednakże po dostatecznie długim okresie użytkowania t_{el} (rys. 2) następuje tak znaczny przyrost wymagań $\Delta re(t_{el})$, wynikających z żądań właściciela jak i przepisów techniczno-budowlanych, że remont (odtworzenie stanu pierwotnego) jest nie satysfakcjonujący – obiekt nie spełnia żądanych funkcji.

$$\Delta re(t_{el}) = r(t_{el}) - e(t_{el}) \quad (3)$$

W powstałej sytuacji, w celu utrzymania wymaganych właściwości użytkowych obiektu, a tym samym, aby przedłużyć okres jego użytkowania, budynek powinien być poddany modernizacji. Ponadto w obiektach o długim okresie użytkowania na etapie projektu wykonawczego opracowywane są plany użytkowania elementów oraz zarządzania obiektem (PN-ISO 15686-3). Dla elementów i komponentów, które ulegają szybkiemu zużyciu, przewiduje się taki sposób ich demontażu i ponownego montażu aby nie powodować uszkodzeń pozostałych elementów.

W przypadku, gdy budynek jest w tak złej kondycji, że doprowadzenie go do stanu możliwego do zaakceptowania jest nieosiągalne w danych warunkach, budynek przechodzi w stan tak zwanych wyłączenie (wychodzenie) z użytkowania (PN-ISO 15686-1, PN-ISO 15686-3).

Modernizacja jest podstawowym działaniem zapobiegającym wyłączeniu obiektu z użytkowania.

3. Ocena właściwości użytkowych budynku

3.1. Analiza wybranych metod określenia stopnia zużycia budynków

Metody określające stopień zużycia technicznego budynku można podzielić na następujące grupy: czasowe,

wizualne, porównań okresowych oraz analiz diagnostycznych.

Metody czasowe – służą do szybkiego, wstępnego, zdiagnozowania stopnia zużycia technicznego budynku (Misztal, 2005; Niezabitowska i in., 2003). Opierają się one na wykorzystaniu tylko dwóch parametrów, to jest na przewidywanym okresie trwałości budynku T oraz dotychczasowym wieku budynku t . Porównanie istniejącego budynku do przeciętnej trwałości budynków (T), podobnych pod względem funkcjonalnym, bliżej nie określonych pod względem rozwiązań konstrukcyjnych, jest dużym uproszczeniem.

Metody wizualne – rzeczoznawca podczas wizji lokalnej określa, w postaci procentowych wskaźników, zużycie poszczególnych elementów na podstawie ich wyglądu oraz stanu utrzymania (Marcinkowska i Urbański, 1998; Niezabitowska i in., 2003). Metody wizualne oceny stanu technicznego budynku są podstawą znanego systemu wspomaganie decyzji EPIQR (Misztal, 2005), który pozwala m.in. ustalić diagnozę stanu technicznego i funkcjonalnego obiektu oraz określić zakres i koszt prac renowacyjnych.

Metody porównań okresowych – polegają na ocenie stanu technicznego obiektu na podstawie porównania aktualnych defektów jakościowych i ilościowych w elementach badanego obiektu, przykładowo: odkształceń z defektami stwierdzonymi podczas poprzednich badań. Metody porównań okresowych z powodzeniem stosowane są od kilkudziesięciu lat w Kanadzie (Foo i Akhras, 1995) do oceny stanu technicznego obiektów drewnianych o dużej rozpiętości: hangary, magazyny wojskowe, itp. Obecnie metoda ta z powodzeniem adaptowana jest do oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych oraz nawierzchni drogowych.

Należy wskazać na udane próby zastosowania sieci neuronowych do określania stopnia zużycia technicznego wybranej grupy budynków mieszkalnych (Marcinkowska i Urbański, 1998; Urbański, 2001).

Wymienione metody ustalania stopnia zużycia technicznego budynku wykorzystywane są przede wszystkim do projektowania zakresu robót remontowych, przywracających pierwotny stan techniczny i użytkowy obiektu.

Zakres robót budowlanych związanych z modernizacją budynku jest znacznie większy niż podczas remontu lub rekonstrukcji (rys. 2). Przejawia się to w zakresie robót, organizacji prac oraz w kosztach. Najczęściej są one związane z polepszeniem następujących parametrów:

- nośnych, (wymiana stropów o większych parametrach wytrzymałościowych, wzmocnienie fundamentów);
- ochronnych (przed wilgocią, ochrona przeciwpożarowa, ochrona przed hałasem i drganiami, polepszenie izolacji cieplnej);
- funkcjonalnych – dostosowanie funkcji budynku do aktualnych potrzeb, przepisów;
- ekonomicznych – zyski z tytułu polepszenia wartości użytkowych budynku będą wyższe od nakładów ponoszonych na utrzymanie;
- wrażeń estetycznych.

Determinantami powodzenia robót modernizacyjnych jest wykonanie, w ramach działań diagnostycznych, opracowania dokumentacji technicznej mającej na celu dokonanie oceny właściwości użytkowych obiektu budowlanego, a następnie zakresu tych robót. Diagnozowanie istniejącego budynku jest zadaniem trudnym i zazwyczaj procesem znacznie bardziej złożonym niż projektowanie nowych.

„Diagnostyka (Cempel, 2008) – jako dziedzina wiedzy wywodzi się od diagnozy i diagnozowania, co oznacza rozeznanie stanu obiektu czy procesu jego tendencji rozwojowych (ewolucji), na podstawie dostępnych symptomów¹ i znajomości ogólnych prawidłowości, co jest niezbędne do dalszego prawidłowego działania”.

Ocenę właściwości użytkowych, proponuje się wykonać przede wszystkim pod kątem wymagań podstawowym, jakie powinien spełniać obiekt budowlany – określonych w prawie budowlanym, a dotyczących:

- a) bezpieczeństwa konstrukcji,
- b) bezpieczeństwa pożarowego,
- c) bezpieczeństwa użytkowania,
- d) odpowiednich warunków higienicznych i zdrowotnych oraz ochrony środowiska,
- e) ochrony przed hałasem i drganiami,
- f) oszczędności energii i odpowiedniej izolacyjności cieplnej przegród.

3.2. Diagnostyka obiektów

3.2.1. Diagnostyka dotycząca bezpieczeństwa konstrukcji

Zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji obiektu budowlanego polega na zapewnieniu nie przekroczenia stanów granicznych nośności i stanów granicznych użyteczności w całym obiekcie budowlanym i w każdym z jego elementów. Algorytm diagnozowania istniejących konstrukcji przedstawiono w wielu pracach (Gładkowska, 2008; Brunarski i Runkiewicz, 2010; Czarnecki, 2008). Postępowanie diagnostyczne kończy się podsumowującymi wnioskami dotyczącymi bezpieczeństwa danej konstrukcji, a także, w razie potrzeby, koncepcjami napraw lub wzmocnień.

3.3.2. Diagnostyka dotycząca bezpieczeństwa pożarowego

Bezpieczeństwo pożarowe obiektu budowlanego polega na zapewnieniu w razie pożaru (Korzeniewski, 2009):

- nośności konstrukcji przez określony czas,
- ograniczenia rozprzestrzeniania się ognia i dymu w budynku,
- ograniczenia rozprzestrzeniania się pożaru na sąsiednie budynki,
- możliwości ewakuacji ludzi i zapewnienie bezpieczeństwa ekip ratowniczych.

Zakres badań diagnostycznych dotyczących bezpieczeństwa pożarowego budynku lub jego części wynika z jego przeznaczenia i sposobu użytkowania,

wysokości lub liczby kondygnacji, a także położenia w stosunku do poziomu terenu oraz innych obiektów budowlanych.

Diagnostyka pożarowa rozpatrywana jest w następujących aspektach:

- odporności pożarowej budynku,
- wymagań dotyczących dróg ewakuacyjnych,
- wymagań przeciwpożarowych dla palenisk i instalacji,
- warunków wyposażenia budynków w instalacje sygnalizacyjno-alarmowe i stałe urządzenia gaśnicze.

3.2.3. Diagnostyka dotycząca bezpieczeństwa użytkowania

Wymagania dotyczące bezpieczeństwa użytkowania odnoszą się przede wszystkim do zapewnienia w czasie eksploatacji obiektów budowlanych bezpiecznego użytkowania przez osoby korzystające z danego obiektu i inne osoby, które mogą znajdować się w obiekcie lub w jego otoczeniu. Działania diagnostyczne polegają na inwentaryzacji i ocenie czy budynek i urządzenia z nim związane są zaprojektowane i wykonane w sposób niestwarzający niemożliwego do zaakceptowania ryzyka w trakcie użytkowania. Działania diagnostyczne dotyczą między innymi (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 26 listopada 2008r.):

- daszków nad wejściem do budynku;
- elementów architektonicznych typu: tablic informacyjnych, reklam, urządzeń dekoracyjnych wystaw sklepowych, gablot reklamowych, urządzeń oświetleniowych itp.;
- balkonów, loggi i portfenetr;
- włączników i ław kominarskich;
- konstrukcji schodów i pochylni, balustrad przy schodach i pochylniach;
- wykończenia nawierzchni i posadzek.

3.2.4. Diagnostyka dotycząca odpowiednich warunków higienicznych i zdrowotnych oraz ochrony środowiska

Wymagania w tym zakresie zostały podane w ustawie Prawo budowlane a także w przepisach technicznych (Korzeniewski, 2009). Budynek powinien być zaprojektowany i wykonany z takich wyrobów budowlanych oraz w taki sposób, aby nie stanowił zagrożenia dla higieny i zdrowia użytkowników lub sąsiadów, w szczególności w wyniku:

- wydzielania się gazów toksycznych,
- obecności szkodliwych pyłów lub gazów w powietrzu,
- niebezpiecznego promieniowania,
- zanieczyszczenia lub zanieczyszczenia wody lub gleby,
- nieprawidłowego usuwania dymu i spalin oraz nieczystości i odpadów w postaci stałej lub ciekłej,
- występowania wilgoci w elementach budowlanych lub na ich powierzchniach,
- niekontrolowanej infiltracji powietrza zewnętrznego,
- przedostawania się gryzoni do wnętrza,

¹ Wskaźnik utraty właściwości użytkowej przez element

- ograniczenia nasłonecznienia o oświetlenia naturalnego.

Diagnostyka badawcza dotycząca warunków higienicznych i zdrowotnych jest złożona i skomplikowana: obejmuje oględziny, obserwacje oraz w zależności od potrzeb badania specjalistyczne, które często mogą wykonywać wyłącznie wyspecjalizowane jednostki badawcze.

3.2.5. Diagnostyka dotycząca ochrony przed hałasem i drganiami

Budynek i urządzenia z nim związane powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby poziom hałasu, na który będą narażeni użytkownicy lub ludzie znajdujący się w ich sąsiedztwie nie stanowił zagrożenia dla ich zdrowia, a także umożliwił im pracę, odpoczynek i sen w zadawalających warunkach.

Wymagania akustyczne w stosunku do obiektu budowlanego traktuje się jako bezpośrednie kryterium pod względem akustycznym obiektu (ewentualnie jego części), lub jako podstawę do ustalenia kryteriów oceny akustycznej wyrobów i rozwiązań konstrukcyjnych, z których te obiekty są wykonane (Szudrowicz, 1995).

Wymagania akustyczne w stosunku do obiektu budowlanego obejmują ochronę:

- a) budynku przed hałasem;
 - zewnętrznym powietrznym (pochodzącym od wszystkich źródeł znajdujących się na zewnątrz budynku);
 - wewnętrznym powietrznym (spowodowanym użytkowaniem budynku zgodnie z jego funkcją) przenikającymi pomiędzy pomieszczeniami;
 - wewnętrznym uderzeniowym (spowodowanym chodzeniem po podłodze, zabawą dzieci, przesuwaniem mebli itp.);
 - instalacyjnym pochodzącym od wyposażenia technicznego budynku;
 - spowodowanym nadmiernym pogłosem pomieszczenia.
- b) środowiska przed hałasem wytwarzanym przez źródła usytuowane wewnątrz obiektów budowlanych lub towarzyszące tym obiektom (w tym hałasem emitowanym przez obiekty komunikacyjne, zakłady przemysłowe, obiekty sportowe itp.);
- c) budynku i środowiska przed drganiami.

Poziom hałasu oraz drgań przenikających do pomieszczeń w budynkach mieszkalnych, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej nie może przekraczać wartości dopuszczalnych, określonych w Polskich Normach dotyczących ochrony przed hałasem pomieszczeń w budynkach (PN-B-02151-02:1987) oraz oceny wpływu drgań na ludzi w budynkach (PN-B-02171:1988).

Program niezbędnych badań musi z jednej strony uwzględniać stosunkowo ograniczone możliwości interpretacji wyników pomiarów akustycznych, z drugiej strony powinien być minimalizowany ze względów organizacyjnych i ekonomicznych.

3.2.6. Diagnostyka dotycząca oszczędności energii i odpowiedniej izolacyjności cieplnej przegród

Rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 roku) mówi o racjonalnym zużyciu energii cieplnej; budynek a jego instalacje ogrzewcze, wentylacyjne i klimatyzacyjne, ciepłej wody użytkowej, a w przypadku budynku użyteczności publicznej również oświetlenia wbudowanego, powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby ilość ciepła, chłodu i energii elektrycznej, potrzebnych do użytkowania budynku zgodnie z jego przeznaczeniem, można było utrzymać na racjonalnie niskim poziomie. Wymagania określone wyżej uznaje się za spełnione dla budynku mieszkalnego, jeżeli:

- wartość wskaźnika E, określającego obliczeniowe zapotrzebowanie na energię końcową (ciepło) do ogrzewania budynku w sezonie grzewczym, wyrażone ilością energii przypadającej w ciągu roku na 1 m³ kubatury grzewczej części budynku, jest mniejsza od wartości granicznych E₀;
- przegrody zewnętrzne budynku oraz technika instalacyjna odpowiadają wymaganiom izolacyjności cieplnej oraz innym wymaganiom określonym w załączniku w.w. rozporządzenia.

Diagnostyka dotycząca izolacyjności cieplnej przegród nie może mieć charakteru jakościowego i uznaniowego; musi to być ocena ilościowa, oparta na wynikach badań. Diagnostyka ta wymaga specjalistycznych analiz, do wykonania których niezbędne jest przeprowadzenie badań przy użyciu specjalistycznej aparatury i wykonania obliczeń przy użyciu programów komputerowych.

Proponowane wyżej działania diagnostyczne oprócz określenia bieżącego stanu obiektu (elementów budynku), ustalenia przyczyn zaistnienia obecnego stanu mają także na celu podanie oceny pozostałego okresu użytkowania budynku. Tak więc, diagnoza właściwości użytkowej prowadzi do podjęcia stosownych decyzji co do dalszego losu obiektu.

4. Metoda określania stopnia zużycia budynków

4.1. Założenia metody

Proponowana metoda, mająca na celu ustalić stopień zużycia budynku, polega na zestawieniu cech ocenianego obiektu z cechami obiektu odniesienia, tak zwanym budynkiem referencyjnym. Budynek referencyjny stanowi hipotetyczny budynek zaprojektowany zgodnie z obowiązującymi normami i powszechną praktyką posiadający takie same parametry technologiczne, konstrukcyjne i użytkowe jak budynek oceniany. Budynek referencyjny służy jako baza wszelkich możliwych analiz teoretycznych. Utożsamiany jest ze zbiorem danych określających rozważany obiekt. Więcej informacji o budynku referencyjnym zawarto w pracy (Owczarek

i in., 2006a i b).

Obiekt budowlany jest traktowany jako złożony, dynamiczny system składający się ze zbioru elementów pozostających we wzajemnym oddziaływaniu między sobą oraz z otoczeniem. W modelu uwzględnione są tylko podstawowe, zdaniem autorów najważniejsze elementy opisujące dany system (obiekt).

Założono, że elementami rozpatrywanego systemu będą tak zwane wymagania podstawowe, jakie powinien spełniać obiekt budowlany, wymienione w 3.1. Rozpatrywane wymagania podstawowe są konsekwencją transponowanej do prawa polskiego dyrektywy Rady Wspólnoty Europejskiej nr 89/106/EWG z 21 grudnia 1988 roku.

W zależności od specyfiki badanego obiektu, i przyjętych kryteriów liczba wymagań podstawowych (elementów systemu) może być powiększona.

Na funkcjonowanie, stan techniczny obiektu ma wpływ stan poszczególnych elementów systemu, ich wzajemne relacje, moc tych relacji, a także oddziaływania otoczenia.

Opis funkcjonowania systemu, a zarazem ocena wartości użytkowej obiektu jest zadaniem nadzwyczaj trudnym. Oddziaływania pomiędzy poszczególnymi elementami są zmienne w czasie, zależne są od wielu czynników a przede wszystkim od wieku obiektu i ekspozycji otoczenia.

W celu formalnego opisanego stanu tak złożonego systemu wprowadzono następujący wektor ocen:

$$o = [o_1, o_2, \dots, o_m], \quad (4)$$

który spełnia określone warunki:

$$g_i(o) \geq 0 \quad (i = 1, 2, \dots, m), \quad (5)$$

oraz określa wektor funkcyjny, którego elementy reprezentują funkcję wartości użytkowych:

$$f(o) = (f_1(o), f_2(o), \dots, f_m(o)). \quad (6)$$

gdzie: o_i – wartość (ocena) charakteryzująca i -te wymaganie podstawowe, $g_i(o)$ – funkcja opisująca stan i -tego wymagania podstawowego, $f_i(o)$ – funkcja określająca wartości użytkowe i -tego wymagania podstawowego,

W modelu ograniczono się do rozpatrywania tylko tych czynników, które mają istotny, dominujący wpływ na właściwości danego wymagania podstawowego. Każdy z i -tych elementów systemu (wymagań podstawowych) ma własną strukturę wewnętrzną opisywaną przez j -te czynniki (subkryteria). Wartości tych czynników określone są na podstawie wiedzy ekspertów a także specjalnych programów informatycznych.

Oznaczmy przez o_{ij} ocenę j -tego czynnika w i -tym wymaganiu podstawowym, $i = 1, 2, \dots, m, j = 1, 2, \dots, n$.

Do oceny stopnia zużycia rozpatrywanego czynnika, w zależności od stwierdzonego stanu istniejącego, przyjmuje się porządkową, dyskretną skalę, złożoną z 1- K poziomów. W pracy przyjęto skalę o $K = 4$, z poziomami o następującym znaczeniu:

- 4 – stan dobry,
- 3 – stan dostateczny,

2 – stan zły,

1 – stan bardzo zły.

Przyjęta skala pozwala uwzględnić wpływ czynników trudno mierzalnych.

Ocena zużycia budynku stanowi sumę ocen wymagań, jakie są według ekspertów spełnione w rozpatrywanym obiekcie. Każde z rozpatrywanych i -tych wymagań stanowi pewnego rodzaju kryterium oceny. W analizach wielokryterialnych, a z takimi mamy do czynienia, istotnym problemem jest niejednakowa ważność przyjmowanych kryteriów i uwzględnienie tego w algorytmie oceny. W tym celu wprowadza się tak zwane wagi – λ (współczynniki hierarchiczne) korygujące wartości odpowiednio do wyrażonych przez eksperta preferencji:

$$\lambda_{ij} \in [0,1] \text{ oraz } \sum_{j=1}^n \lambda_{ij} = 1 \text{ dla } i=1,2, \dots, m. \quad (7)$$

W modelu przyjęto skalę wag: od 0,1 do 1,0 (0,1 – mało ważne, ..., 1,0 – bardzo ważne).

4.2. Algorytm ustalania stopnia zużycia obiektu

Zaproponowana analiza oceny zużycia obiektu jest trzyletowa:

- w pierwszym etapie ocenia się wartość użytkową badanego obiektu;
- w drugim etapie ocenia się wartość użytkową obiektu referencyjnego;
- w trzecim etapie ustala się stopień zużycia badanego obiektu. Na tej podstawie podejmuje się decyzję o poddaniu obiektu procesowi modernizacji i jego zakresie.

Etap I rozpoczynamy od ustalenia oceny wymagań podstawowych O_i obiektu. Macierz oceny stanu zużycia j -tych czynników w i -tych wymaganiach podstawowych rozpatrywanego obiektu budowlanego ma następującą postać:

$$A = [o_{ij}], \quad (8)$$

gdzie: o_{ij} – ocena stopnia zużycia rozpatrywanego j -tego czynnika (rozpatrywanej cechy) w i -tym wymaganiu podstawowym, $i=1,2,\dots,m, j=1,2,\dots,n$.

Macierz współczynników korygujących „ważność” j -tych cech w i -tych wymaganiach podstawowych ma następującą postać:

$$A = [\lambda_{ij}], \quad (9)$$

gdzie λ_{ij} to waga j -tego czynnika w rozpatrywanym i -tym wymaganiu podstawowym.

Ocenę poszczególnych wymagań podstawowych O_i systemu otrzymujemy mnożąc skalarnie wektor ocen przez wektor wag:

$$O_i = \sum_{j=1}^n o_{ij} \lambda_{ij} = o_{i1} \lambda_{i1} + o_{i2} \lambda_{i2} + \dots + o_{in} \lambda_{in}. \quad (10)$$

Druga część etapu I dotyczy oceny wartości użytkowej badanego obiektu.

W celu scalenia ocen wszystkich wymagań podstawowych przyporządkujemy systemowi wektor wag wszystkich wymagań podstawowych w postaci:

$$W = [W_i], \quad (11)$$

gdzie W_i – waga i -tego wymagania podstawowego w całym systemie ($i = 1, 2, \dots, m$).

Ogólna ocenę systemu (rozpatrywanego obiektu) otrzymujemy poprzez mnożenie skalarne wektora ocen O_i , otrzymanego w pierwszej części, przez wektor wag wymagań podstawowych:

$$O = \sum_{i=1}^m O_i W_i = O_1 W_1 + O_2 W_2 + \dots + O_m W_m. \quad (12)$$

Etap drugi algorytmu polega na ustaleniu wartości użytkowej budynku referencyjnego. Jak już wspomniano wyżej budynek referencyjny zaprojektowany jest zgodnie z obowiązującymi (aktualnie) normami i powszechną, dobrą praktyką wykonania.

Oceny poszczególnych j -tych czynników i -tych wymagań podstawowych ustalane są w danych kategoriach budynków przez ekspertów. *Oceny ekspertów nie muszą mieć wartości najwyższych. Stosunek poszczególnych ekspertów do stosowanych materiałów, metod realizacji budynków, a także norm nie jest jednakowy.*

Wagi, współczynniki korygujące „ważność” j -tych cech w i -tych wymaganiach podstawowych ustalamy postępując w podobny sposób.

Po ustaleniu wartości użytkowej budynku referencyjnego O_R przystępujemy do trzeciego etapu, w którym ustalamy stopień zużycia badanego obiektu.

$$S_U = \frac{\Delta_U}{O_R} = \frac{O_R - O_B}{O_R}, \quad (13)$$

gdzie Δ_U stanowi różnicę pomiędzy wartością użytkową budynku referencyjnego i wartością użytkową badanego budynku, dopuszczalną wartość S_U dla danego typu budynków (na przykład OWT-67) należy ustalać oddzielnie na podstawie wiedzy eksperckiej.

5. Zakończenie

Prawidłowa diagnostyka oraz dokonana na jej podstawie ocena właściwości użytkowych budynku ma istotne znaczenie w podejmowaniu decyzji o dalszym funkcjonowaniu obiektu, o potrzebie i wielkości jego remontu. Przybliżone, uproszczone metody oceny mogą doprowadzić do nieracjonalnego wydatkowania środków finansowych na remonty budynków.

Złożony system jaki tworzy obiekt budowlany, składający się ze zbioru elementów pozostających we wzajemnym oddziaływaniu sprawia, że istnieje potrzeba szukania formuły matematycznej umożliwiającej

sprzedać oceny cząstkowe (poszczególnych elementów budynku) do oceny syntetycznej.

Zaproponowany model matematyczny ustalania stopnia zużycia budynku, polega na zestawieniu cech ocenianego obiektu z cechami obiektu odniesienia, tak zwanym budynkiem referencyjnym. Tak uzyskana wiedza pozwoli na podjęcie decyzji o modernizacji badanego budynku i jego zakresie

Literatura

- Brunarski L., Runkiewicz L. (2010). Diagnostyka obiektów budowlanych. W: *Materiały 56 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz KN PZITB, Kielce-Krynica 2010, Wyd. Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2010.*
- Cempel C. (2008). Teoria i inżynieria systemów. Wydanie II, *Wyd. ITE, Radom.*
- Czarnecki L. (2008). Wyzwania inżynierii materiałów budowlanych. *Inżynieria i Budownictwo*, 7/2008, 404-408.
- Foo H. C., Akhras G. (1995). Prototype Knowledge-Base System for Corrective Maintenance of Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 10/11, 1995, 517-523.
- Gładkowska W. (2008). Ocena trwałości niektórych konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, 6/2008, 295-298.
- Korzeniewski Wł. (2009). Warunki techniczne dla budynków i ich usytuowanie. *Polcen, Warszawa.*
- Marcinkowska E., Urbański P. (1998). Ocena stopnia technicznego zużycia budynków mieszkalnych przy zastosowaniu sztucznych sieci neuronowych. W: *Materiały Konferencji Naukowej „Ekologia w inżynierii procesów budowlanych”, Lublin-Kazimierz Dolny 1998.*
- Misztal G. (2005). Skuteczność diagnozowania stanu technicznego obiektów budowlanych w aspekcie inwestycji renowacyjnych. *Renowacja budynków i modernizacja obszarów zabudowanych. Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego, Zielona Góra.*
- Niezabitowska E., Kucharczyk-Brus B., Masły D. (2003). Wartość użytkowa budynku. *Verlag Dashofer, Warszawa.*
- Orłowski Z., Szklennik N. (2010). Analiza wartości użytkowej budynku w funkcji czasu. *Czasopismo Techniczne, z. 3-A/2010. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej*, 303-312.
- Owczarek S., Orłowski Z., Szklennik N. (2006a). Budynek referencyjny – podstawa oceny stanu budynku. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 87. Studia i Materiały 18. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 333-340.*
- Owczarek S., Orłowski Z., Szklennik N. (2006b). Koncepcja systemowej oceny zużycia budynków. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 87. Studia i Materiały 18. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 341-346.*
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 26 listopada 2008r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- Runkiewicz L. (2006). Metodologia postępowania przy naprawach, wzmocnieniach i rozbiórkach konstrukcji budowlanych. *Przegląd Budowlany*, 6/2006.
- Szudrowicz B. (1995). Metody oceny i wymagania akustyczne stawiane wyrobom i rozwiązaniom konstrukcyjno-budowlanym. W: *Materiały Konferencji Naukowo-*

Technicznej „Wyroby budowlane. Wymagania u progu XXI wieku”, Warszawa 1995.

Urbański P. (2001). Ocena stopnia zużycia technicznego wybranej grupy budynków mieszkalnych za pomocą sztucznych sieci neuronowych. Rozprawa doktorska, Uniwersytet Zielonogórski, Zielona Góra.

SCOPE OF BUILDING MODERNIZATION – AS A RESULT OF DIAGNOSTIC ANALYSIS OF FACILITY

Abstract: The paper presents the design methodology of modernization works. Process of changes in performance characteristics of building during its operation is presented. The method of performance characteristics evaluation of an object by diagnostic measures is proposed. The diagnostic measures relate to the so-called basic requirements which are specified in the building law. The properly conducted diagnosis is the basis for determining the scope of modernization works and for developing methods for their implementation. In the final part of the paper the authors present the concept of an algorithm for determining the degree of building operational wear which helps to determine the scope of modernization works.

Pracę wykonano w ramach realizacji badań statutowych S/WBiS/4/2010

OCENA MOŻLIWOŚCI POPRAWY JAKOŚCI ŻYCIA W BUDYNKACH PREFABRYKOWANYCH W OPINII ICH MIESZKAŃCÓW

Anna OSTAŃSKA*

Wydział Architektury i Budownictwa, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-615 Lublin

Streszczenie: Efektywne zarządzanie prefabrykowanymi zasobami mieszkaniowymi jest uzależnione, między innymi od świadomości społecznej użytkowników. Świadomość ta winna służyć racjonalnemu gospodarowaniu energią i wykorzystaniu możliwości oszczędzania. W celu uzyskania opinii mieszkańców, o potrzebach pilnych działań naprawczych, autorka przeprowadziła badania społeczne na terenie lubelskiego osiedla im. Karola Szymanowskiego. Dzięki ankietom udało się pobudzić zainteresowanie mieszkańców w zakresie możliwych kierunków działań naprawczych i rozwiązań oszczędzających energię w ich środowisku zamieszkania. Efektem proponowanych rozwiązań naprawczych jest utrzymanie w należytym stanie technicznym i poprawa jakości życia w budynkach prefabrykowanych. Do efektów zaliczyć również należy zmniejszenie kosztów eksploatacyjnych tego typu budynków przez wprowadzenie działań energooszczędnych, które mogą być przyczynkiem do przekształcenia istniejących zasobów mieszkaniowych w budynki niskoenergetyczne.

Słowa kluczowe: zarządzanie nieruchomościami, osiedla mieszkaniowe, partycypacja, oszczędność energii, budynki niskoenergetyczny.

1. Wprowadzenie

1.1. Przedmiot i zakres autorskich badań społecznych

Opinia mieszkańców jest istotna w planowaniu i realizacji działań rewitalizacyjnych, służących m.in. rozwojowi miasta, poprawieniu stanu technicznego budynków i poprawie jakości życia mieszkańców. Jak wykazują doświadczenia zagraniczne, można wówczas w większym stopniu liczyć na wyrozumiałość i współpracę środowiska, a nawet na deklarację partycypacji finansowej (średnio około 16% ankietowanych). Dowodzą tego prowadzone od ośmiu lat badania autorki.

Ich podstawą jest autorski algorytm opracowywania programów rewitalizacji (Ostańska, 2008, 2009a, 2009b i 2010a). Jednym z jego elementów są badania społeczne. Ankiety przeprowadziła autorka w wywiadzie bezpośrednim na terenie Lublina w SM Czechów: na osiedlu im. St. Moniuszki w roku 2004 (Ostańska, 2008 i 2009b) i powtórzone po 5 latach (Ostańska, 2010b), na terenie kolejnych osiedli między innymi im. M. Karłowicza w roku 2009 (Ostańska, 2011).

W kolejnym etapie badań autorka poddała badaniom lubelskie osiedle im. Karola Szymanowskiego, położone na terenie analizowanej SM Czechów, których wyniki są przedmiotem niniejszego referatu. Posłużyć one mogą

m.in. do opracowania planu rewitalizacji służącego poprawie stanu: technicznego, energetycznego i środowiska zamieszkania w eksploatowanych prefabrykowanych budynkach mieszkalnych tego osiedla.

1.2. Znaczenie zagadnień termoizolacyjnych w rewitalizacji

Plany rewitalizacyjne, w których uwzględnia się opinie mieszkańców takich osiedli (Ostańska, 2009c), oprócz poprawy jakości życia w budynkach prefabrykowanych, winny kontynuować proces termomodernizacji i obejmować w sposób możliwie kompleksowy wszelkie kroki zmniejszające zużycie energii nie tylko w skali mikro (mieszkania, budynku, osiedla, spółdzielni), ale również w skali makro (dzielnicy, miasta czy kraju). Zmniejszenie energii jest konieczne ze względu na możliwość zminimalizowania kosztów utrzymania prefabrykowanych budynków mieszkalnych, co jest istotne nie tylko dla pojedynczego mieszkańca czy rodziny, ale również gospodarki społeczno-ekonomicznej kraju. Możliwość zmniejszenia zużycia energii w Polsce wynika chociażby z doktryn budownictwa energooszczędnego i dotychczasowego zaawansowania prac termomodernizacyjnych. Natomiast kierunek dalszych działań odnowy winien być obrany na budownictwo

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.ostanska@pollub.pl

niskoenergetyczne, ponieważ można przyjąć, że po uwzględnieniu możliwych błędów na etapie projektowania, wykonawstwa i eksploatacji uzyskamy w warunkach polskich budynek zbliżony do energooszczędnego.

W kraju brakuje odpowiednich regulacji prawnych dla tego typu budynków, a obowiązująca ustawa o wspieraniu termomodernizacji i remontów (2008) jest niewystarczająca, ponieważ nie wprowadza obowiązku realizowania 100% możliwych standardowych działań energooszczędnych, a określa jedynie zasady finansowania ze środków Termomodernizacji i Remontów części, a nie całości, kosztów przedsięwzięć termomodernizacyjnych i remontowych (2008.). Ponadto niekiedy brakuje środków nawet na wymaganą 25% obniżkę energochłonności budynku. Dodatkowo, zgodnie z ustawą (2008) pomoc ta jest możliwa tylko jednorazowo, a nie etapami. Dlatego daje się często zauważyć taki fakt, że audytorzy doradzają, a następnie zarządcy/właściciele wybierają działania spośród najbardziej widocznych, a nie najbardziej efektywnych inwestycji w długim horyzoncie czasu. Realizowane preaudyty (Audyty w zakresie poziomu standardowego zużycia energii w budynku. Źródło internet) do poziomu oszczędności zgodnego z wymaganiami ustawy (2008), nie prześwietlają całego budynku. Obecnie wprowadzane są audyty optymalizacyjne (usługa taka jest już dostępna na rynku Polskim, np. w BuildDesk Polska. Źródło internet.), w których budynek poddawany jest szczegółowej analizie w 100% możliwych działań termomodernizacyjnych (Analizowana jest pełna informacja o specyfice procesów technologicznych i funkcjonalności obiektu. Źródło internet). *Raport końcowy zawiera szczegółową analizę audytowanego obiektu pod względem efektywności energetycznej, uwzględnia także analizy i obliczenia wskazujące określone działania modernizacyjne, mające na celu redukcję zużycia mediów oraz propozycje zmian taryf ich dostawców. Przedstawiona zostaje także oferta możliwości wykorzystania alternatywnych źródeł energii* (Pawlak, 2011). Nie przewiduje się jednak dłuższego magazynowania wytworzonej energii, co jest niezbędne

w budynkach zbliżonych do zerowego zużycia energii. Audyt optymalizacyjny może posłużyć do opracowania zakresu działań dla budynku energooszczędnego, gdzie zaleca się korzystanie z odnawialnych źródeł energii. Jednak dla budynku niemalże niskoenergetycznego jest to za mało, ponieważ konieczne jest projektowanie i realizacja sprawdzonego dla warunków Polskich zakresu źródeł odnawialnych, ale również systemów magazynujących ciepło, z których będzie można czerpać energię w przypadku niekorzystnych warunków atmosferycznych.

2. Informacje o osiedlu

Poniżej poddano analizie wyniki, przeprowadzonych w roku 2009, badań społecznych lubelskiego osiedla im. Karola Szymanowskiego (rys. 1). Osiedle powstało w latach 1979-1983. Obecnie zajmuje obszar 15,77 ha, znajduje się w nim 24 budynki wielorodzinne (7 zbudowano po roku 2000) o łącznej powierzchni użytkowej 82.703 m² i wysokości od 5 do 12 kondygnacji. W 1557 mieszkaniach żyje około 4.120 osób. W osiedlu znajdują się lokale użytkowe o powierzchni 3.290 m², a w nowo wybudowanych obiektach mieszkalnych zrealizowano budowę garaży pod budynkami w ilości 99 miejsc postojowych o łącznej powierzchni użytkowej 1.729 m² wraz z miejscami postojowymi w ilości 27 sztuk o powierzchni użytkowej 483,39 m². Realizacja remontów zasobów osiedla prowadzona jest w oparciu o okresowe przeglądy i plany remontowe z uwzględnieniem działań oszczędnościowo-termomodernizacyjnych (rys. 2). Dotychczas w 60% zrealizowano wymianę stolarki okiennej w mieszkaniach, dobudowano wiatrołapy i w całości docieplono wszystkie stropodachy łącznie z pokryciem dachów papą termozgrzewalną. Wykonano też modernizację instalacji centralnego ogrzewania i ciepłej wody, oraz modernizację hydroforni. W ostatnich latach rozpoczęto docieplenia budynków zgodnie z wykonanymi audytami, dokumentacją projektową i zatwierdzonym harmonogramem dociepień (rys. 3).



Rys. 1. Widok ogólny osiedla Karola Szymanowskiego w kierunku zachodnim. Źródło: SM Czechów 2011



Rys. 2. Widok fragmentu budynku wielkopłytkowego i loggi dostawianych, przecieki na złączach, brak obróbek. Stan techniczny dostateczny



Rys. 3. Widok fragmentu budynku wielkopłytkowego i loggi cofniętych. Stan techniczny zadowalający

Mając na uwadze estetykę osiedla i bezpieczeństwo mieszkańców prowadzone są remonty chodników z zastosowaniem kostki brukowej, wykonano remont zatoki parkingowej, prowadzone są sukcesywnie nasadzenia ozdobnych drzew, krzewów, żywopłotów oraz konserwacja terenów zielonych obejmujących 9,2 ha. We wszystkich działaniach finansowo-rzeczowych związanych z prawidłowym utrzymaniem zasobów mieszkalnych, lokali użytkowych oraz zagospodarowaniem i utrzymaniem terenów, uczestniczą mieszkańcy poprzez swoich wybranych przedstawicieli – Radę Osiedla (SM Czechów, 2011).

W ramach analizy społecznej osiedla przeprowadzono wśród mieszkańców ankietę. Opracowany zestaw pytań pozwolił uaktualnić dane demograficzne, rozpoznać braki analizowanego obszaru i uściślić zakres działań modernizacyjnych, w których mieszkańcy wyrazili chęć partycypacji. Ponadto ankietą, pobudziła świadomość mieszkańców w zakresie możliwych rozwiązań oszczędzających energię i sposobów zmniejszenia kosztów utrzymania eksploatowanych budynków.

3. Sposób przeprowadzenia badań ankietowych

Badania oparto na wzorcach ankiet socjologicznych (Gruszczyński, 2001), wzbogaconych o metody i techniki wynikające z doświadczeń społecznych omówionych przez Sztumskiego (2001). Ankiety środowiskowe wypełniano w wywiadzie bezpośrednim. Opracowany formularz zawierał 19 pytań. Pytania dotyczyły w szczególności: opinii o problemach osiedla i oczekiwaniach mieszkańców, struktury społecznej osiedla i ewentualnej partycypacji mieszkańców w rewitalizacji służącej oszczędności energii i dążeniu do budownictwa niskoenergetycznego oraz uzupełnienia informacji o pracach wykonanych w mieszkaniach.

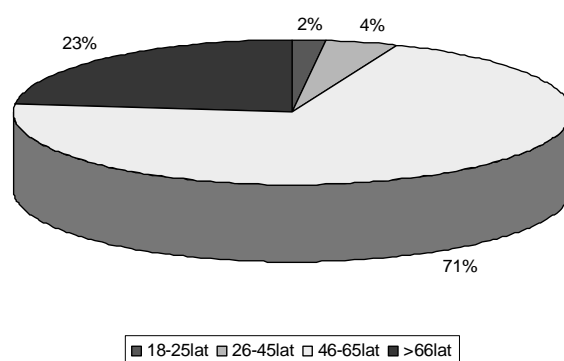
Wytypowano mieszkańców osiedla Szymanowskiego w wieku od 18 do 80 lat. Wyselekcjonowano spośród nich cztery grupy wiekowe: 18-25 lat, 26-45 lat, 46-65 lat i powyżej 65 lat. Ankiecie poddano 245 osób spośród 1557 mieszkań, z każdego mieszkania badano jedną osobę. Liczba ankiet stanowi

reprezentatywną próbę (ponad 15% mieszkań) dla dalszych analiz. Pytania pozwoliły na uzyskanie informacji odnoszących się do:

- wykorzystania istniejących zasobów,
- braków w wyposażeniu osiedla,
- deklarowanej przez mieszkańców chęci partycypacji w pracach społecznych i kosztach podejmowanych działań oszczędzających energię.

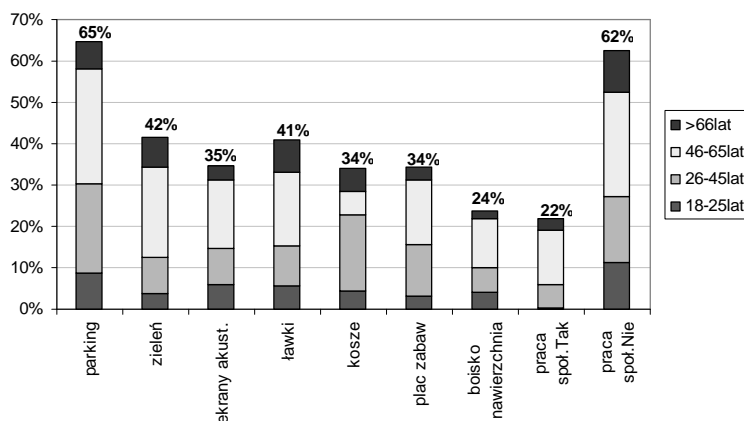
4. Wyniki badań ankietowych

Przeprowadzona analiza oparta została na kryterium wieku mieszkańców, co dało orientację z jaką grupą osób mamy do czynienia w przypadku podejmowania rozmów w sprawie polepszenia jakości życia. Z analizy statystycznej wynika, że największą grupę stanowią mieszkańcy wieku od 46-65 lat (71%, rys. 4).



Rys. 4. Wiek mieszkańców osiedla Karola Szymanowskiego, maj 2009

W artykule przedstawiono opinię mieszkańców na temat osiedla i jego infrastruktury wg kryterium wieku. W ocenie zagospodarowania przestrzeni osiedla (rys. 5) mieszkańcy wskazują na niedostatek miejsc parkingowych (62%) oraz konieczności poprawy zieleni (42%); są to osoby głównie w wieku 46-65 i 26-45 lat. Równocześnie większość mieszkańców (62%) nie wyraża chęci udziału w pracy społecznej na rzecz poprawy stanu zagospodarowania osiedla.



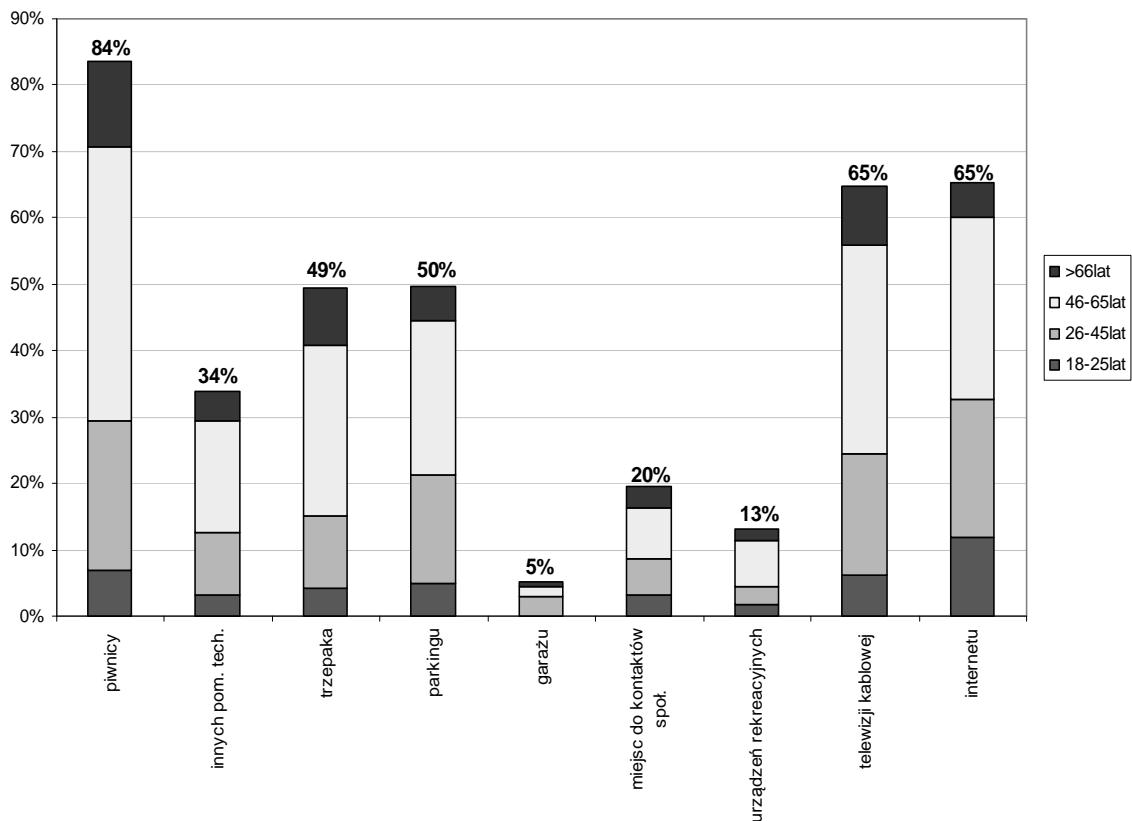
Rys. 5. Braki w przestrzeni osiedla Karola Szymanowskiego, maj 2009

Na przykładzie budynków zrealizowanych w technologii prefabrykowanej (system W-70) analizie poddano korzystanie z pomieszczeń gospodarczych i urządzeń, przyczyny migracji i możliwość poprawy: oszczędności energetycznych, estetyki budynku oraz funkcjonalności mieszkań.

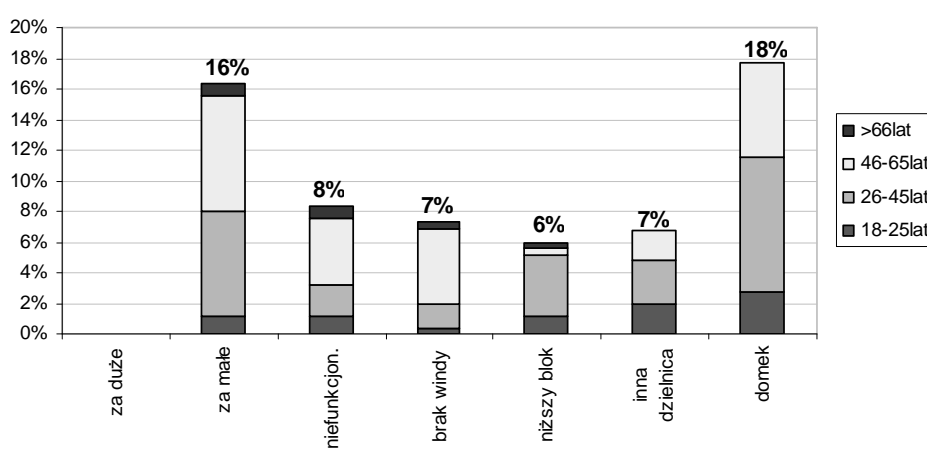
Do najczęściej wykorzystywanych zasobów w budynkach, poza mieszkaniami, należą (rys. 6): piwnice (84%), a z wyposażenia telewizja kablowa i internet (po 65%). Stwierdzono, że przyczyn migracji,

deklarowanej przez mieszkańców, (rys. 7) należy dopatrywać się w małej powierzchni mieszkań (16%) i niefunkcjonalnych pomieszczeniach (8%), ale też niewiele mniej (7%) w braku windy.

Mieszkańcy najchętniej migrowaliby (rys. 7) z bloku do własnego domu (18%), o ile byłoby ich na to stać. Natomiast w niewielkim stopniu są zainteresowani zamianą mieszkania i to zarówno na tym osiedlu (6%), jak i w innej dzielnicy (7%).



Rys. 6. Korzystanie pomieszczeń gospodarczych i urządzeń na terenie osiedla Karola Szymanowskiego, maj 2009



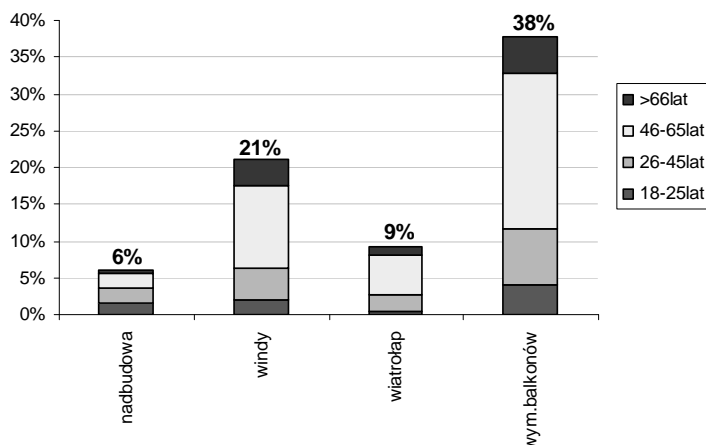
Rys. 7. Przyczyny migracji – system wielokopłytowy, osiedle Karola Szymanowskiego, maj 2009

Poprawę estetyki i funkcjonalności budynku mieszkańcy dostrzegają (rys. 8) w wymianie/obudowie balkonów (38%), dostawieniu wind od poziomu terenu (21%).

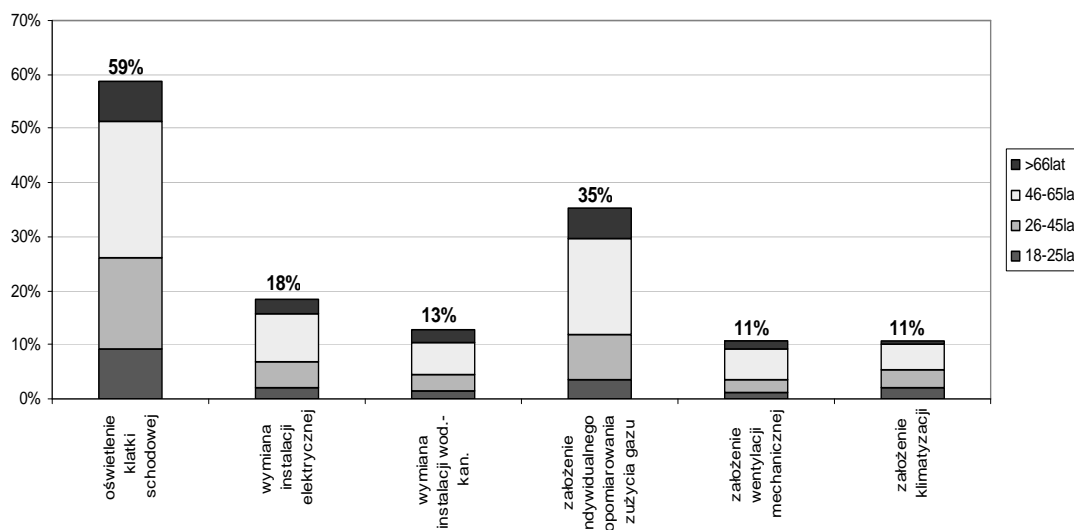
Poprawę wyposażenia mieszkań lokatorzy upatrują (rys. 9) w poprawie oświetlenia na klatkach schodowych (59%), założeniu indywidualnego opomiarowania zużycia gazu (35%).

Natomiast największe oszczędności energetyczne z c.o. mieszkańcy zauważają (rys. 10) we wtórnym obiegu c.w.u. (po 62%), wprowadzeniu automatyki sterującej do c.o. (40%) i niewiele mniej w odnawialnych źródłach ciepła (38%).

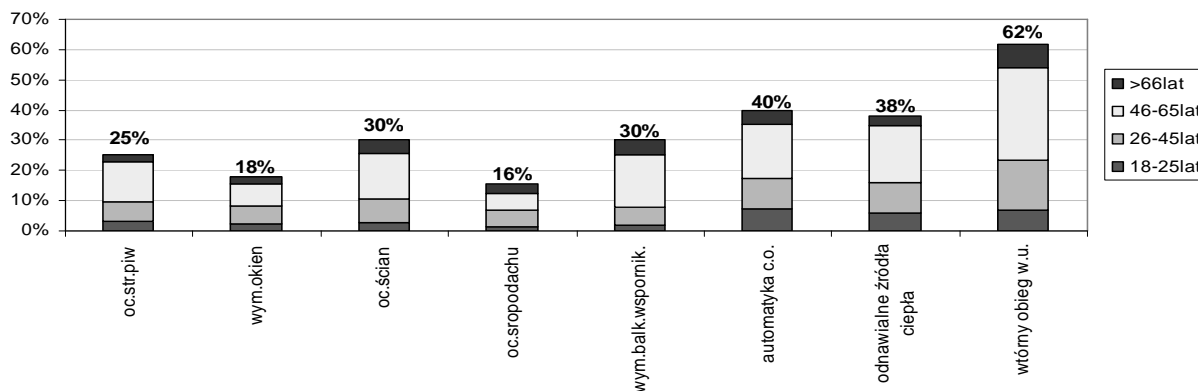
Efektem badań ankietowych budynków mieszkalnych prefabrykowanych było wytypowanie przez mieszkańców priorytetów prac modernizacyjnych, w których uwzględniono aktywność społeczną (rys. 11).



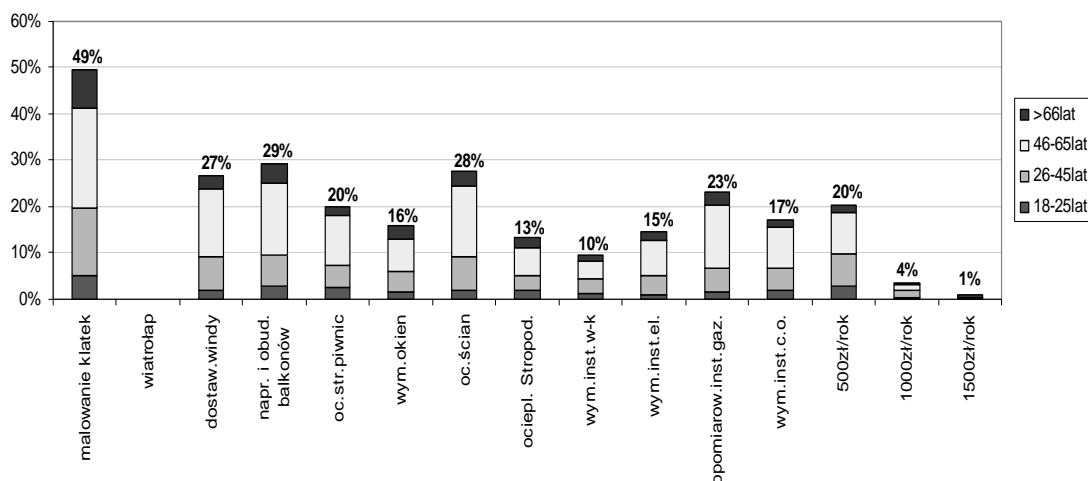
Rys. 8. Poprawa estetyki i funkcjonalności budynku system wielopłytowy osiedle Karola Szymanowskiego, maj 2009



Rys. 9. Poprawa wyposażenia mieszkań w systemie wielopłytowym osiedle Karola Szymanowskiego, maj 2009



Rys. 10. Oszczędność energetyczna budynku w systemie wielopłytowym osiedle Karola Szymanowskiego, maj 2009



Rys. 11. Pilne prace modernizacyjne, a chęć partycypacji w kosztach – system wielkopłytyowy osiedle Karola Szymanowskiego, maj 2009

Jak wykazano, najistotniejsze dla lokatorów budynków zrealizowanych w systemie wielkopłytyowym jest malowanie klatek schodowych (49%), naprawa i obudowa balkonów (29%) wymiana instalacji c.o. oraz niewiele mniejszym zainteresowaniem cieszy się ocieplenie ścian (28%) i dostawienie windy od poziomu terenu (27%).

Ponadto część mieszkańców deklaruje udział w finansowaniu prac konkretnie przez siebie wskazanych (rys. 11). Badania potwierdziły pobudzenie aktywności społecznej, co w tym przypadku oznacza, że poza uruchomieniem energooszczędnego myślenia wśród mieszkańców są oni zainteresowani również dodatkowymi dopłatami, oprócz czynszu i ustalonego funduszu remontowego. W związku z powyższym lokatorzy budynków prefabrykowanych niskich i wysokich deklarują (aż 20%) dopłatę kwoty 500 zł, 1000 zł zadeklarowało 4% mieszkańców, a niektórzy nawet 1500 zł (1%) w skali roku.

5. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań społecznych dotyczących kolejnego lubelskiego osiedla wyprowadzić można następujące wnioski:

1. Preferencje mieszkańców są następujące:

a) W skali osiedla największym zainteresowaniem mieszkańców cieszą się parkingi, zielen i rekreacja. Mieszkańcy oczekują nadal podwyższania standardu życia w osiedlu, ale tylko 38% jest zainteresowana w tym zakresie pracą społeczną.

b) W skali budynku badania potwierdziły, między innymi:

- zainteresowanie lokatorów wymianą balkonów i windami od poziomu terenu bez względu na wysokość budynku, gdyż lokatorzy budynków niskich też byli pytani o potrzebę windy w lub przy budynku oraz poprawą jakości oświetlenia na klatkach schodowych i opomiarowaniem gazu;
- zainteresowanie mieszkańców ekologicznymi i energooszczędnymi źródłami ciepła, m.in. wtórnym obiegiem

wody, automatyką c.o. i odnawialnymi źródłami ciepła, takimi jak solary czy panele fotowoltaiczne;

- dodatkowej chęci partycypacji finansowej deklarowanej przez mieszkańców w zakresie: malowania klatek schodowych, naprawy i obudowy balkonów, ocieplenia ścian oraz dostawienia windy, szczególnie w pięciokondygnacyjnych budynkach z galerią wewnętrzną.

c) W skali mieszkania dowiedziono, że mieszkańcy odczuwają w znacznym stopniu ciasnotę i niski standard wykończenia lokali. Lokatorzy zainteresowani są przeprowadzką, ale najchętniej do własnego domku.

Przeprowadzona analiza preferencji planowanych działań mieszkańców w osiedlu Karłowicza potwierdziła tendencje postulatów zaobserwowanych na innych analizowanych wcześniej osiedlach Lublina. Malowanie klatek schodowych, dostawienie wind czy wymiana balkonów są najczęściej wybieranymi odpowiedziami przez mieszkańców, ponieważ dotyczą sfery estetycznej i funkcjonalnej. Proces realizacyjny trwa od kilku do kilkunastu lat, dlatego zachodzi konieczność prowadzenia cyklicznych badań ankietowych w celu uaktualnienia potrzeb, nie tylko technicznych, ale i społecznych w osiedlach z budynkami prefabrykowanymi, które są adaptowane do nowych wymagań stawianych przez mieszkańców.

2. Zarządcy muszą podjąć współpracę z mieszkańcami, póki są jeszcze w osiedlu aktywni lokatorzy (jest nawet nieliczna grupa emerytów deklarująca partycypację w wysokości 1500zł w skali roku). Efektem współpracy powinno być wyodrębnienie takiego obszaru działań naprawczych, który przyczyni się w porozumieniu z mieszkańcami do zwiększenia trwałości rozwiązań technicznych, oszczędności energetycznych i finansowych służących zarządcom, mieszkańcom i ochronie środowiska.

3. Efektem proponowanych rozwiązań naprawczych jest utrzymanie w należytym stanie technicznym i poprawa jakości życia energii w budynkach prefabrykowanych. Efektem jest też zmniejszenie kosztów eksploatacyjnych tego typu budynków przez

wprowadzenie działań energooszczędnych, które mogą być przyczynkiem do przekształcenia istniejących zasobów mieszkaniowych w budynki nisko-energetyczne.

Badania cykliczne prowadzone w wywiadzie bezpośrednim pełnią również rolę edukacyjną wśród mieszkańców, co jest niezbędne w celu uświadamiania problemów, potrzeb i zakresu niezbędnych działań oraz możliwych rozwiązań wynikających z aktualnego stanu budynku czy osiedla i rozwoju technicznego i gospodarczego kraju.

Literatura

- Gruszczyński L. A. (2001). Kwestionariusze w socjologii. Budowa narzędzi do badań surveyowych. *Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego*, 33-34.
- Ostańska A. (2008). Problemy modernizacji i rewitalizacji zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie. praca doktorska, *Politechnika Wroclawska*, 1-164.
- Ostańska A. (2009a). Problemy rewitalizacji zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie. *Kwartalnik Politechniki Lubelskiej, Budownictwo i Architektura*, Vol. 4, No. 1, *Wydawnictwa Uczelniane Lublin*, 85-104.
- Ostańska A. (2009b). Podstawy metodologii tworzenia programów rewitalizacji dużych osiedli mieszkaniowych wzniesionych w technologii uprzemysłowionej na przykładzie osiedla im. St. Moniuszki w Lublinie. *Politechnika Lubelska, Monografie Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej*, Vol.1, *Wydawnictwa Uczelniane Lublin*, 1-173.
- Ostańska A. (2009c). Badania społeczne przyczynkiem do opracowania programu rewitalizacji osiedli z budynkami prefabrykowanymi. Monografia o charakterze interdyscyplinarnym. *Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego*, Zielona Góra, 435-446.
- Ostańska A. (2010a). Metodyka sporządzania programów rewitalizacji dla zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie. *Przegląd budowlany*, 1/2010, 38-43.
- Ostańska A. (2010b). Zmiany w preferencjach mieszkańców osiedla z budynkami prefabrykowanymi po pięciu latach od chwili pierwszej ankiety społecznej. *Przegląd budowlany*, 12/2010, 46-51.
- Ostańska A. (2011). Możliwości i potrzeby poprawy warunków zamieszkania w opiniach mieszkańców lubelskiego osiedla. *Przegląd budowlany*, 4/2011, 182-185.
- Pawlak P. (2011). Wywiadu udzielił autor, jako dyrektor zarządzający BuildDesk Polska. Źródło internet.
- Sztumski J. (1976 i późniejsze, aż do 2001). Wstęp do metod i technik badań społecznych. *Uniwersytet Śląski, Zeszyt* 136, 38-39 i 98-99.
- Ustawa z dnia 21 listopada 2008r. o wspieraniu termomodernizacji i remontów, art.1.
- SM *Czechów* (2011). Dane o spółdzielni podane na stronie internetowej. Źródło internet.

ASSESSING THE POSSIBILITIES OF IMPROVING LIVING CONDITIONS IN PREFABRICATED HOUSING: THE RESIDENTS' POINT OF VIEW

Abstract: Effective management of housing estates involves the manager's accounting for the social conscience of the residents. This conscience, even if limited to the level of small local communities, can give rise to decisions on rationalizing energy use and finding the ways of looking for economies in maintenance costs. In order to investigate the local community opinion on the most important maintenance and repair actions, the author conducted a survey among the residents of a large housing estate in Lublin, the estate being a rather typical example of prefabricated housing of the ninety-seventies. The survey itself aroused the inhabitants' interest in participating in property management decisions in their community. The actions proposed in the questionnaires were aimed at maintaining the material fabric of the buildings in good condition and adding improvements to the buildings so that living conditions could be enhanced. Moreover, measures aimed at cutting maintenance costs by introducing energy-efficient solutions were put forward. These may contribute to turning the existing housing stock into zero-energy buildings.

KSZTAŁTOWANIE STREFY KONTAKTOWEJ KRUSZYWO-ZACZYN W BETONACH RECYKLINGOWYCH

Edyta PAWLUCZUK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Dotychczasowe badania betonów zawierających kruszywo z recyklingu wskazują głównie na wysoką nasiąkliwość tego kruszywa spowodowaną obecnością w jego składzie starej zaprawy cementowej. Wpływa to między innymi na szybką utratę urabialności mieszanki betonowej. W celu ograniczenia prędkości absorpcji wody przez ziarna kruszywa z recyklingu zrealizowano doświadczenie, w którym zmiennymi były: kolejność dozowania składników mieszanki betonowej oraz stopień wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu przed dodaniem go do mieszanki. Właściwościami analizowanymi w eksperymencie były: wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania, nasiąkliwość i współczynnik sorpcji wody. Zaobserwowane, w wyniku przeprowadzonego eksperymentu, korzystne zmiany cech betonów wyjaśniono poprzez obserwacje mikrostruktury strefy kontaktowej kruszywo z recyklingu-zaczyn cementowy.

Słowa kluczowe: kruszywo z recyklingu, strefa kontaktowa, kolejność dozowania, stopień wstępnego nasycenia.

1. Wprowadzenie

Badania betonów a w szczególności strefy kontaktowej kruszywa z matrycą cementową są prowadzone od wielu lat. Zainteresowanie tą strefą wynika z roli jaką odgrywa ona w procesie niszczenia betonu. Mikrospękania rozwijają się bowiem w obszarze granicznym z uwagi na zaburzenie własności ośrodka spowodowane niedoskonałością wiązania zaczynu z kruszywem (Pichór i Dyczek, 1999). Ze względu na zwiększoną porowatość wywołaną tak zwanym „efektem ściany” strefa przejściowa uważana jest powszechnie za najłabszy element mikrostruktury betonów. Mimo wieloletnich badań budowa tej strefy ciągle budzi kontrowersje. Dowodem na to jest fakt, że w literaturze można spotkać kilka różnych jej modeli (Barnes i in., 1978; Zimbelmann, 1985; Monteiro, 1986; Ollivier i Grandet, 1982). Istnieją również znaczne rozbieżności dotyczące grubości strefy przejściowej w betonie, która szacowana jest na 40-60 μm . Pomimo różnic w budowie i rozmiarach strefy kontaktowej, większość autorów jest zgodna co do zwiększonej jej porowatości oraz występowania strefy wzbogaconej w portlandyt w stosunku do zaczynu oddalonego od powierzchni kruszywa. W przypadku znacznego zmniejszenia wody w betonach wysokich wytrzymałości porowatość strefy przejściowej drastycznie maleje a mikrostruktura matrycy otaczającej ziarna kruszywa jest taka sama jak w części oddalonej od ziarna

(Kurdowski, 2010). Z kolei w betonach zawierających kruszywo lekkie grubość strefy kontaktowej jest kilkukrotnie mniejsza w porównaniu z betonem na kruszywie naturalnym i wynosi 5-10 μm . Przyczyną takiego stanu rzeczy jest przenikanie zaczynu cementowego przez porowatą powierzchnię kruszywa lekkiego na pewną głębokość (Lo i Cui, 2004). Dzięki temu, obecny w betonach zwykłych tak zwany „efekt ściany”, w tym przypadku nie występuje. Niektórzy autorzy wskazują z kolei na brak występowania strefy przejściowej między kruszywem lekkim a zaczynem, rozumianej jako warstwa o odmiennej strukturze w porównaniu do matrycy, znajdującej się w dalszej odległości od powierzchni kruszywa (Domagała, 2011). Stwierdzono natomiast korzystny wpływ stosowania suchego kruszywa lekkiego na porowatość matrycy cementowej, co wynika z pochłaniania wody w tych mikroobszarach przez porowate kruszywa (Elsharief i in., 2005).

Coraz powszechniej do betonów wykorzystuje się również kruszywa pochodzące z recyklingu gruzu budowlanego (Zega i in. 2010; Bołtryk i Pawluczuk, 2010 i 2011). Z tym zagadnieniem wiąże się jednak wiele problemów ze względu na zróżnicowane, w porównaniu z kruszywem naturalnym, właściwości kruszywa recyklingowych. Na jakość kruszywa z recyklingu wpływa głównie obecność w jego składzie zaprawy cementowej, która poprzez swoją wysoką porowatość, między innymi

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: e.pawluczuk@pb.edu.pl

zwiększa nasiąkliwość tego kruszywa i powoduje szybką utratę urabialności mieszanki betonowej.

Celem niniejszej pracy jest poprawa wybranych cech fizyczno-mechanicznych betonów w wyniku ograniczenia wchłaniania wody przez kruszywa z recyklingu podczas przygotowania mieszanki betonowej oraz wyjaśnienie zaobserwowanych zmian poprzez badanie mikrostruktury strefy przejściowej kruszywo – zaczyn cementowy.

2. Materiały stosowane do badań

W badaniach laboratoryjnych zastosowano cement portlandzki z Cementowni Ożarów CEM I 32,5R, zgodny z wymaganiami normy PN-EN 197-1:2002. Jako drobne kruszywo zastosowano piasek rzeczny płukany frakcji 0/2 mm. Naturalne frakcje grube stanowił żwir o uziarnieniu: 2/4, 4/8 oraz 8/16 mm.

Kruszywo z recyklingu uzyskano z rozkruszenia laboratoryjnych próbek betonowych o klasie wytrzymałości C20/25. Tak więc otrzymany materiał był pozbawiony zanieczyszczeń. Następnie uzyskane kruszywo zostało wypłukane i przesiane na frakcje 4/8 i 8/16 mm. Podstawowe właściwości kruszywa naturalnego i kruszywa z recyklingu zamieszczono w tablicy 1.

3. Plan eksperymentu

Wysoka zawartość zaprawy cementowej w kruszywie z recyklingu wpływa na kilkukrotny wzrost jego nasiąkliwości w porównaniu z kruszywem naturalnym. W celu ograniczenia prędkości absorpcji wody przez ziarna kruszywa podczas przygotowania mieszanki betonowej zaplanowano eksperyment uwzględniający następujące zmienne:

X_1 – kolejność dozowania składników mieszanki betonowej (Tam i in., 2007):

A – kolejność tradycyjna, w której dodawano kolejno: piasek + cement + kruszywo grube z recyklingu + woda zarobowa + (mieszanie około 180 s);

B – kolejność zmodyfikowana, w której dodawano kolejno: piasek + kruszywo grube z recyklingu + (mieszanie około 60 s) + około 1/2 wody zarobowej + (mieszanie około 60 s) + cement + (mieszanie około 30 s) + około 1/2 wody zarobowej + (mieszanie około 180 s);

X_2 – stopień wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu przed dodaniem go do mieszanki betonowej. Kruszywo dozowano: w stanie wysuszonym do stałej masy (0 %), w stanie częściowo nasyconym powierzchniowo suchym (50 %) oraz w stanie nasyconym powierzchniowo suchym (około 100 %).

Poszczególne składy betonów projektowano przy założeniu stałej ilości cementu, stałej objętości kruszywa oraz przy zachowaniu klasy konsystencji V3 ustalonej według metody Vebe zgodnie z PN-EN 12350-3:2001. Receptury poszczególnych mieszanek betonowych przedstawiono w tablicy 2. Do badań przyjęto plan dwuczynnikowy kompletny o $2 \times 3 = 6$ kombinacjach. Dodatkowo przygotowano również serię betonu kontrolnego o numerze próby „0” (tab. 2).

Każdą próbę powtórzono 2-krotnie, a następnie losowo wybrano 4 próbki o wymiarach $10 \times 10 \times 10$ cm do badania wytrzymałości na ściskanie oraz po 3 próbki do badania nasiąkliwości i współczynnika sorpcji wody.

4. Wyniki badań i ich analiza

W tablicy 3 zamieszczono średnie wartości z uzyskanych wyników badań dla poszczególnych serii betonów.

Tab. 1. Podstawowe właściwości badanych kruszyw

Właściwości	Kruszywo naturalne			Kruszywo z recyklingu	
	Frakcja [mm]			Frakcja [mm]	
	2/4	4/8	8/16	4/8	8/16
Zawartość zaprawy cem., % masy	–	–	–	29,0 ¹⁾	20,6 ¹⁾
Nasiąkliwość WA_{24} , %	1,5	1,3	1,0	4,8	4,3
Gęstość objętościowa ρ_a , g/cm ³	2,65	2,66	2,66	2,43	2,44
Gęstość ziarn wysuszonych ρ_{rd} , g/cm ³	2,60	2,62	2,62	2,24	2,24
Gęstość ziarn nasyconych ρ_{ssd} , g/cm ³	2,64	2,65	2,65	2,36	2,39
Gęstość wypełniacza, ρ , g/cm ³		2,70		2,63	
Porowatość P , %	1,9	1,5	1,5	7,6	7,2
Wskaźnik rozkruszenia X_r , %	–	10,4	11,4	22,3	20,2
pH po 24h	8,3	8,0	8,0	11,3 ²⁾	11,2 ²⁾

¹⁾ ustalona metodą termiczną (w wyniku podgrzewania kruszywa do 500°C)

²⁾ wartości pH dotyczą w głównej mierze stwardniałej zaprawy cementowej pozostającej na kruszywie naturalnym

Tab. 2. Receptury mieszanek betonowych na 1m³

Seria	C 32,5 R kg	w _D	w _w dm ³	w _c	w _c /c –	w _e /c –	Piasek		Kruszywo naturalne		Kruszywo z recyklingu	
							0/2	2/4	4/8	8/16	4/8	8/16
B0	290	154	–	154	0,53	0,53	598	199	399	798	–	–
B/0%/A	290	196	0	196	0,68	0,53	598	199	–	–	366	735
B/0%/B	290	200	0	200	0,69	0,53	598	199	–	–	366	735
B/50%/A	290	164	24	188	0,65	0,53	598	199	–	–	366	735
B/50%/B	290	168	24	192	0,66	0,53	598	199	–	–	366	735
B/100%/A	290	154	49	203	0,70	0,53	598	199	–	–	366	735
B/100%/B	290	154	49	203	0,70	0,53	598	199	–	–	366	735

w_d - ilość wody dodanej do mieszanki betonowej, dm³/m³

w_w - ilość wody w jednostce kruszywa z recyklingu wynikająca z jego wstępnego nasycenia, dm³/m³

w_c - ilość wody całkowitej w mieszance betonowej, dm³/m³

w_e/c - współczynnik woda efektywna / cement

Tab. 3. Średnie wartości uzyskanych wyników badań dla poszczególnych serii betonów

Seria	Zmienne rzeczywiste		Zmienne kodowane		Cechy betonów – wartości średnie		
	X ₁	X ₂	x ₁	x ₂	f _{cm,28}	N	A
	–	%	–	%	MPa	% masy	g/cm ² ·s ^{0,5}
0	A	0	0	-1	44,1	3,9	0,013
1	A	0	0	-1	33,8	6,1	0,018
2	B	0	1	-1	34,3	6,5	0,020
3	A	50	0	0	35,2	5,9	0,016
4	B	50	1	0	36,1	6,4	0,017
5	A	100	0	1	39,8	5,7	0,014
6	B	100	1	1	39,8	5,7	0,014
Wariancja s _y ²					1,74	0,016	0,000001

Na podstawie analizy statystycznej przeprowadzonej za pomocą programu Statistica 9 ustalono, na podstawie kryterium Cochra, że wariancje w poszczególnych próbach są jednolite. Ocenę istotności wpływu poszczególnych czynników na właściwości betonu przeprowadzono za pomocą testu *F*. Istotność współczynników regresji ustalano testem *t* przy $\alpha = 0,05$ a adekwatność całego równania sprawdzano testem *F*. W celu końcowej weryfikacji opracowanych funkcji regresji przeprowadzono analizę reszt. Wykazała ona, że reszty mają rozkład normalny i nie występuje zależność między nimi i parametrami modelu. Daje to podstawę do zastosowania analizy statystycznej w zaplanowanym eksperymencie.

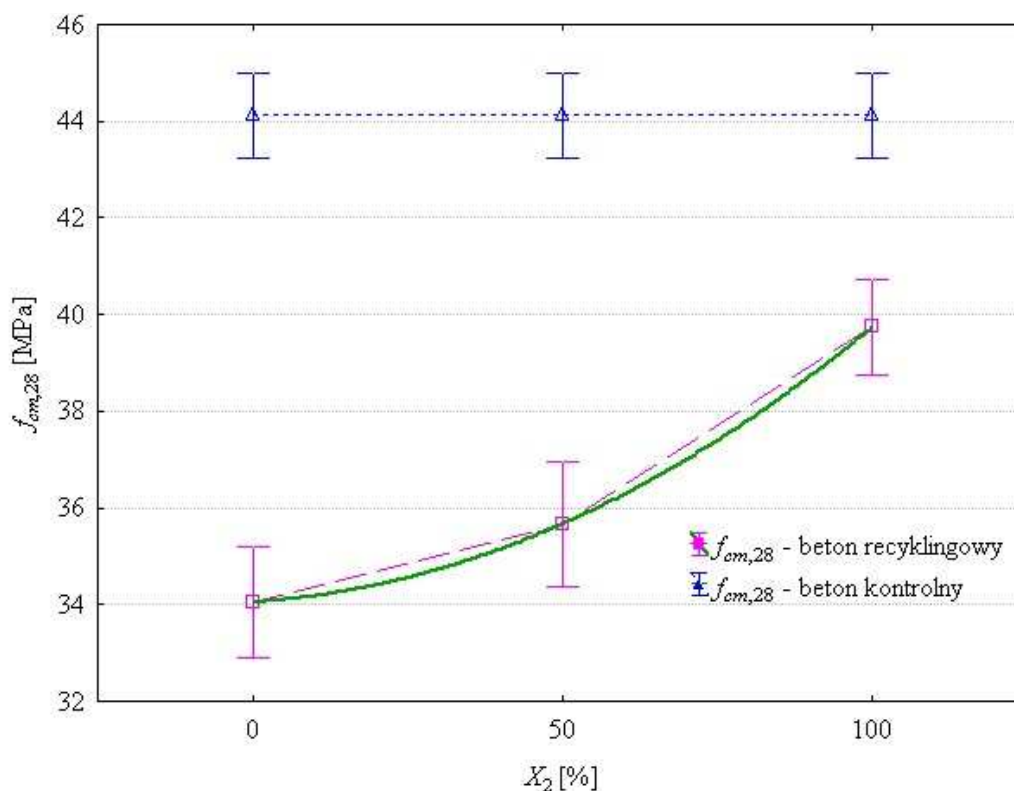
4.1. Wytrzymałość betonu na ściskanie

Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie wykonano po 28 dniach dojrzewania zgodnie z normą PN-EN 12390-3. Poszukiwane równanie regresji wytrzymałości na ściskanie betonu po 28 dniach dojrzewania, z uwzględnieniem tylko istotnych współczynników ma postać:

$$f_{cm,28} = 34,03 - 0,0073X_2 + 0,00051X_2^2 \quad (1)$$

przy $R^2 = 0,99$.

W celu interpretacji wyników badania otrzymaną funkcję przedstawiono graficznie na rysunku 1.



Rys. 1. Zmiany wytrzymałości na ściskanie betonu recyklingowego po 28 dniach dojrzewania w zależności od stopnia wstępnego nasycenia kruszywa (X_2) w porównaniu z wynikami uzyskanymi dla betonu kontrolnego (B0)

Z rysunku 1 wynika, że wstępne nasycenie kruszywa z recyklingu wpływa korzystnie na wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania. Przy zastosowaniu kruszywa w stanie nasycenym powierzchniowo suchym zaobserwowano wzrost wytrzymałości betonu o około 17% w porównaniu do wytrzymałości betonu zawierającego kruszywo dozowane w stanie wysuszonym do stałej masy. Wstępne nasycenie kruszywa zapobiegło odciąganiu wody zarobowej z zaczynu, co prawdopodobnie spowodowałoby utworzenie licznych porów obniżających wytrzymałość strefy kontaktowej kruszywo z recyklingu – zaczyn cementowy.

4.2. Nasiąkliwość betonu

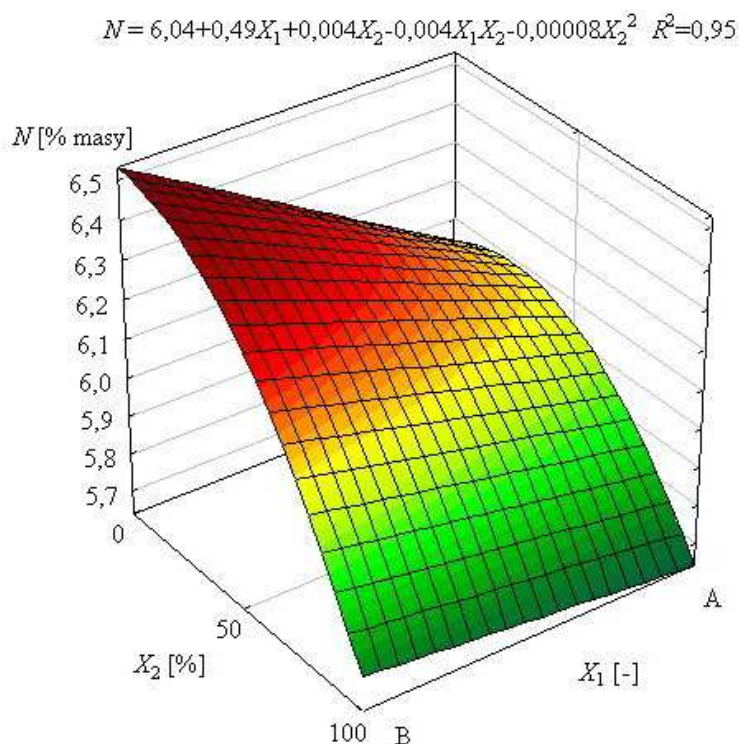
Badanie nasiąkliwości betonu wykonano zgodnie z normą PN-EN 1097-6. Poszukiwane równanie regresji opisujące zmiany nasiąkliwości betonu, z uwzględnieniem tylko istotnych współczynników ma postać:

$$N = 6,04 + 0,49X_1 + 0,004X_2 - 0,004X_1X_2 - 0,00008X_2^2 \quad (2)$$

przy $R^2 = 0,95$.

Interpretację graficzną ustalonego modelu przedstawiono na rysunku 2.

Z rysunku 2 wynika, że wraz ze wzrostem stopnia wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu następuje systematyczny spadek nasiąkliwości betonu. Wskazuje to na zmniejszenie porowatości betonu związane z dozowaniem kruszywa o takiej wilgotności, która zapobiega migracji wody zarobowej w zaczynie cementowym. Z kolei zaobserwowano wzrost nasiąkliwości betonu o około 8% ze względu na przyjęcie zmodyfikowanej kolejności dozowania składników (B). W porównaniu z betonem kontrolnym nasiąkliwość betonu zawierającego kruszywo z recyklingu wzrasta o około 50-60% (tab. 3).



Rys. 2. Zmiany nasiąkliwości betonu w zależności od kolejności dozowania składników (X_1) oraz stopnia wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu (X_2)

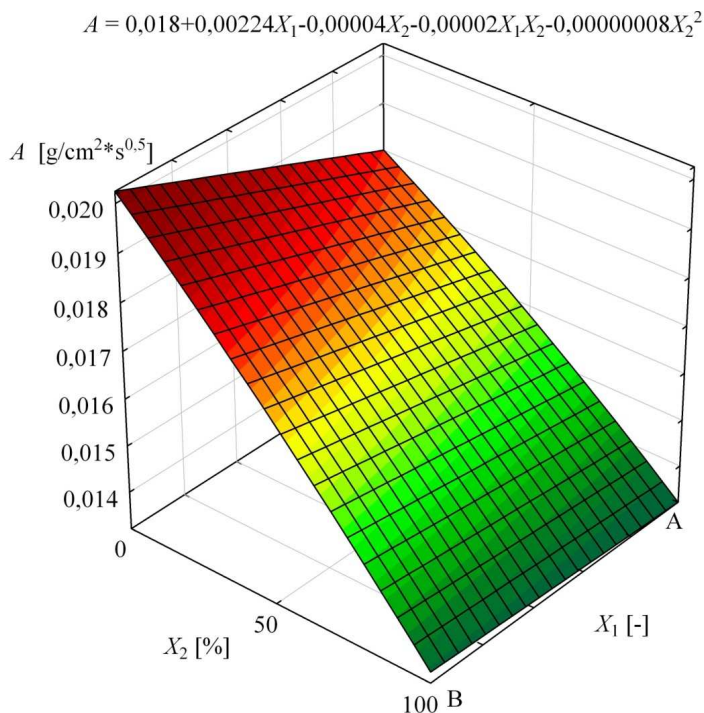
4.3. Współczynnik sorpcji wody

Badanie współczynnika sorpcji wody wykonano zgodnie z normą PN-EN 7772-11 (dotyczącą badania elementów murowych). Poszukiwane równanie regresji opisujące zmiany sorpcji wody przez beton z uwzględnieniem tylko istotnych współczynników ma postać:

$$A = 0,018 + 0,00224X_1 - 0,00004X_2 - 0,00002X_1X_2 - 0,00000008X_2^2 \quad (3)$$

przy $R^2 = 0,99$.

Interpretację graficzną ustalonego modelu z uwzględnieniem wartości rzeczywistych czynników przedstawiono na rysunku 3.



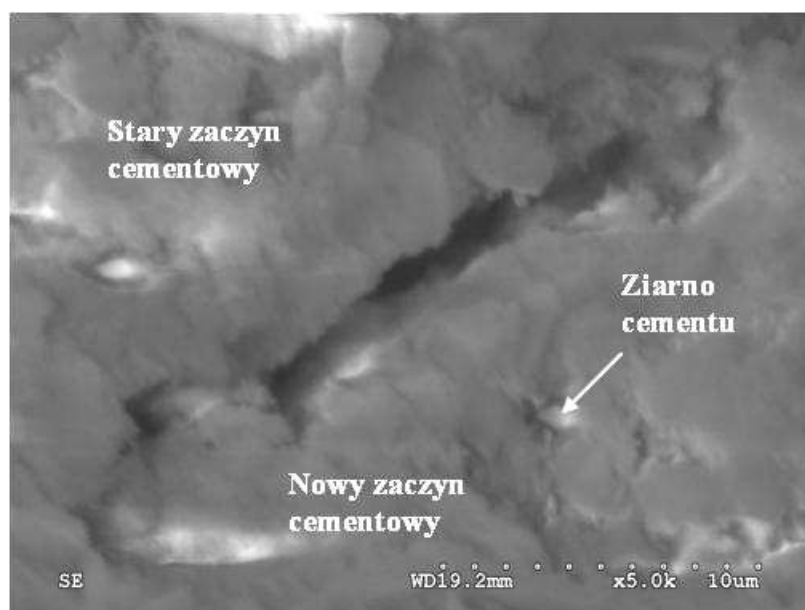
Rys. 3. Zależność współczynnika sorpcji wody od kolejności dozowania składników (X_1) oraz stopnia wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu (X_2)

Rysunek 3 wskazuje na systematyczny spadek współczynnika sorpcji wody przez beton wraz ze wzrostem stopnia wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu (maksymalnie o 22%). Z kolei zaobserwowano wzrost współczynnika sorpcji o około 10 % ze względu na przyjęcie zmodyfikowanej kolejności dozowania składników (B), czyli analogicznie jak w przypadku wyników nasiąkliwości betonu. Betony zawierające 100% kruszywa z recyklingu absorbują o około 30-64% więcej wody (w zależności od stopnia ich wstępnego nasycenia) niż beton kontrolny (tab. 3).

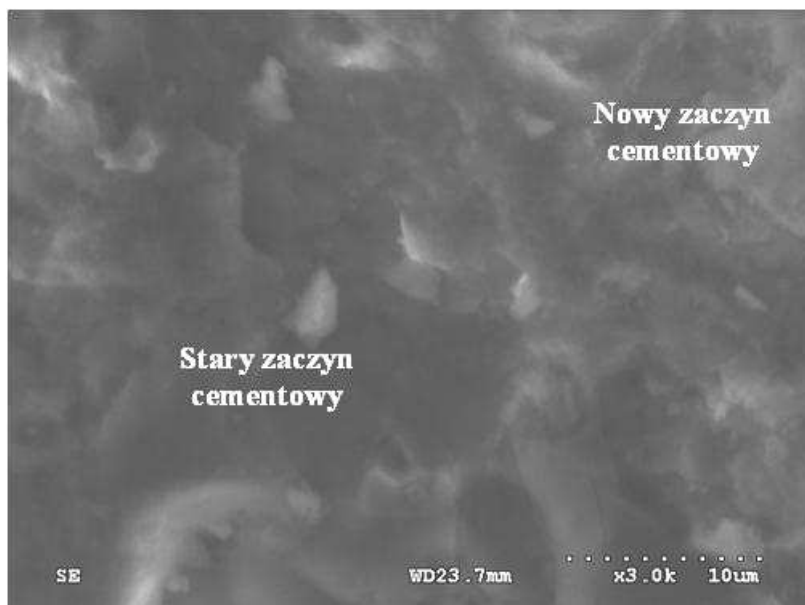
5. Mikrostruktura strefy kontaktowej kruszywo-zaczyn w betonie

W celu ustalenia mechanizmu kształtowania się strefy kontaktowej w betonach na kruszywie z recyklingu przeprowadzono badania na mikroskopie skaningowym połączone z mikroanalizą rentgenowską. Badania realizowano na przygotowanych przełamach pochodzących z próbek betonowych. Do momentu badania próbki przechowywano w warunkach laboratoryjnych w temperaturze około 20°C i wilgotności około 90%.

W pracy przedstawiono wyniki mikroskopii skaningowej dotyczące strefy kontaktowej między kruszywem z recyklingu i nowym zaczynem cementowym. Na rysunku 4 i rysunku 5 przedstawiono strefę stykową w betonach zawierających kruszywo z recyklingu o stopniu wstępnego nasycenia odpowiednio 0% i 100%.



Rys. 4. Strefa stykowa (kruszywo z recyklingu-zaczyn cem.) w betonie z recyklingu zawierającym kruszywo o wilgotności wstępnej równej 0% (powiększenie x5000)



Rys. 5. Strefa stykowa (kruszywo z recyklingu-zaczyn cem.) w betonie z recyklingu zawierającym kruszywo o wilgotności wstępnej równej 100% (powiększenie x3000)

Z rysunku 4 wynika, iż w przypadku, kiedy kruszywo dozowano do betonu w stanie wysuszonym do stałej masy, w miejscu strefy kontaktowej wytworzyła się widoczna szczelina. W przypadku stosowania kruszywa nasyconego strefa kontaktowa wykazała zwartą i szczelną strukturę (rys. 5). Związane jest to z powstawaniem szczelnej fazy żelu C-S-H, który wypełnił wolne przestrzenie znajdujące się przy powierzchni kruszywa z recyklingu, a które były zbyt małe, aby przeniknął tam zaczyn cementowy, jak to ma miejsce w przypadku porowatych kruszyw lekkich.

6. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wskazują na korzystny wpływ wstępnego nasycenia kruszywa z recyklingu na rozpatrywane cechy betonów. Wytrzymałość na ściskanie wzrosła o około 17% w porównaniu z betonem zawierającym kruszywo wysuszone, a nasiąkliwość i współczynnik sorpcji wody obniżyły się odpowiednio o około 7% i 22%.

W przypadku, kiedy kruszywo dozowano do betonu w stanie wysuszonym do stałej masy strefa kontaktowa wykazała znaczne nieszczelności. Obecność niehydratyzowanych ziarn cementu (rys. 4) wskazuje na ograniczenie migracji wody z zaczynu prawdopodobnie spowodowanej tym, iż podczas absorbowania wody pory występujące na powierzchni kruszywa z recyklingu zostały zablokowane ziarnami cementu przemieszczającymi się wraz z fazą płynną. Ziarna kruszywa z recyklingu nie wchłonęły ilości wody niezbędnej do przeprowadzenia hydratacji cementu co potwierdza mniejsza ilość wody całkowitej zawartej w mieszance betonowej B/0%/A w porównaniu np. z mieszanką B/100%, niezbędnej do uzyskania wymaganej konsystencji (tab. 2). Proces ten spowodował prawdopodobnie rozluźnienie i osłabienie strefy kontaktowej. W warstwie kontaktowej wytwarza się mniej produktów hydratacji cementu, głównie jest to ettringit blokujący rozwój fazy C-S-H (Pawluczuk, 2009). W wyniku dodania do mieszanki betonowej kruszywa nasyconego, niewielka część zawartej w nim wody, podczas procesu zagęszczania, migruje w stronę zaczynu cementowego. Tym samym na powierzchni kruszywa tworzy się obszar wzbogacony w wodę, która częściowo ponownie zostaje zaabsorbowana przez ziarna kruszywa. Przy swobodnym dostępie wody, na powierzchni kruszywa tworzy się warstwa żelu C-S-H z przenikającymi ją kryształami $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Proces hydratacji następuje swobodnie, przy dostępie wody zawartej w ziarnach kruszywa. Produkty hydratacji cementu wypełniają puste szczeliny obecne przy powierzchni starego zaczynu cementowego znajdującego się w kruszywie z recyklingu. Dzięki temu zaczyny cementowe łączą się a strefa kontaktowa przyjmuje zwartą strukturę (Pawluczuk, 2009). W betonie recyklingowym nie zaobserwowano efektu ściany wynikającego

ze ścisłego ułożenia kryształów portlandytu. Jest to związane z porowatą powierzchnią kruszywa z recyklingu uniemożliwiającą systematyczne narastanie kryształów $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Stosowanie kruszyw recyklingowych w stanie nasyconym powierzchniowo suchym jest rozwiązaniem korzystniejszym z punktu widzenia cech fizyczno-mechanicznych betonu, co potwierdzają obserwacje mikrostruktury badanej strefy kontaktowej

Literatura

- Barnes B.D., Diamond S., Dolch W.L. (1978). The contact zone between portland cement paste and glass aggregate surface. *Cement and Concrete Research*, Vol. 8, 233-244.
- Bołtryk M., Pawluczuk E. (2010). Properties of recycled aggregate concretes modified by asphalt paste. W: *Proc. of the 10th International Conference: Modern building materials, structures and techniques: selected papers*, Vilnius, 41-49.
- Bołtryk M., Pawluczuk E. (2011). Modelowanie struktury betonów cementowych na kruszywie z recyklingu. *Inżynieria i Budownictwo*, 6/2011 – przyjęty do druku.
- Domagała L. (2011). Wpływ kruszywa porowatego na mikrostrukturę strefy przejściowej w betonie lekkim. *Cement-Wapno-Beton*, 2/2011, 101-114.
- Elsharief A., Cohen M.D., Olek J. (2005). Influence of lightweight aggregate on the microstructure and durability of mortar. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, 1368-1376.
- Kurdowski W. (2010). Chemia cementu i betonu. *Polski Cement*, Kraków, PWN, Warszawa.
- Lo T.Y., Cui H.Z. (2004). Effect of porous lightweight aggregate on strength of concrete. *Materials Letters*, Vol. 58, 916-919.
- Monteiro P.J.M. (1986). Improvement of the aggregate-cement paste transition zone by grain refinement of hydration products. W: *Proc. of the 8th International Congress on the Chemistry of Cement*, Rio de Janeiro, 433-437.
- Ollivier J.P., Grandet J. (1982). Processus de formation de l'aureole de transition: sequence of formation of the aureole of transition. *Colloque international sur les liaisons pâtes de ciment - matériaux associés*, Toulouse, 14-22.
- Pawluczuk E. (2009). Wpływ kruszywa z recyklingu na właściwości betonu recepturowego. Rozprawa doktorska, *Politechnika Białostocka*, Białystok.
- Pichór W., Dyczek J. (1999). Budowa strefy kontaktowej włókno-zaczyn w kompozytach cementowych z włóknami polimerowymi. W: *Materiały Konferencji „Materiały budowlane – nowe kierunki w chemii i technologii”*, Kraków, AGH, 22-23 czerwca 1999, 268-283.
- Tam V.W.Y., Tam C.M., Wang Y. (2007). Optimisation on proportion for recycled aggregate in concrete using two-stage mixing approach. *Construction and Building Materials*, Vol. 21, 1928-1939.
- Zega C.J., Villagran-Zaccardi Y.A., Di Maio A.A. (2010). Effect of natural coarse aggregate type on the physical and mechanical properties of recycled coarse aggregates. *Materials and Structures*, Vol. 43, 195-202.
- Zimbelman R. (1985). A Contribution to the problem of cement-aggregate bond. *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, 801-808.

**SHAPING OF INTERFACIAL TRANSITION ZONE
BETWEEN AGGREGATE AND CEMENT PASTE
IN RECYCLED CONCRETE**

Abstract: The paper presents results of experiment with two different factors, like: order of adding of concrete mix components and level of recycled concrete saturation before adding it to concrete mixture. Determination of the influence of this two factors upon selected properties of concrete was the aim of this work. The following features were tested: concrete compressive strength, water absorbability and sorption

water coefficient. Essential changes of concrete features under the influence of two factors were explained by examination of interfacial transition zone between recycled aggregate and cement paste. To this aim scanning electron microscopy was used.

Pracę zrealizowano w ramach projektu badawczego S/WBiŚ/4/10.

ALGORYTM OPTYMALNEGO WYRÓWNIANIA WYKRESU ZATRUDNIENIA Z ZASTOSOWANIEM GRAFU

Mieczysław POŁOŃSKI*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Warszawa, ul. Nowoursynowska 159

Streszczenie: Artykuł opisuje nowy algorytm wyznaczenia optymalnego wyrównania wykresu zatrudnienia ze względu na kryterium kosztowe, gdy ponoszony jest równocześnie koszt przekroczenia wymaganego zapotrzebowania na analizowany zasób oraz koszt zmiany poziomu zatrudnienia. Założono, że obie funkcje zmiany kosztów nie muszą być liniowe, zatrudnienie musi być zawsze zaspokojone i nie może być magazynowane. Algorytm wyznacza pożądane zatrudnienie każdego analizowanego dnia, poszukując rozwiązania ze względu na minimalny łączny koszt przekroczenia wymaganego zapotrzebowania i zmiany poziomu zatrudnienia. W algorytmie zastosowano rozwiązanie oparte na programowaniu sieciowym.

Słowa kluczowe: optymalizacja, wyrównanie zatrudnienia, minimalizacja kosztu zatrudnienia, programowanie dynamiczne.

1. Wprowadzenie

Problem optymalnego wyrównywania wykresu zatrudnienia w harmonogramach budowlanych jest zagadnieniem stale aktualnym. Jaworski (2004) proponuje, aby to zagadnienie rozwiązywać ze względu na kryterium kosztowe, przy czym brać pod uwagę dwa różne koszty: w sytuacji, gdy zatrudnienie na budowie przekracza wymagane zapotrzebowanie koszt związany z niewykorzystaniem danego środka produkcji, określony funkcją Ψ zależną od stopnia przekroczenia wymaganego zapotrzebowania oraz koszt Φ wyrażający nakłady ponoszone na zmianę poziomu zatrudnienia analizowanego zasobu, również uzależniony od wielkości zmiany zatrudnienia w kolejnych przedziałach czasu. Poszukiwane rozwiązanie powinno minimalizować sumę obu rozpatrywanych kosztów Φ i Ψ w całym horyzoncie planowania. Tak sformułowane zagadnienie zmienia dotychczasowe podejście do wyrównywania wykresów zatrudnienia, które skupiało się głównie na wyrównywaniu wykresu sprawdzającego.

Rozwiązanie takiego zagadnienia wymaga jeszcze jego uściślenia. Zakłada się, że horyzont czasowy harmonogramu został podzielony na N skończonych etapów, a w każdym z tych etapów (np. dni, miesiący) określone jest niezbędne do zrealizowania odpowiednich procesów technologicznych zapotrzebowanie jednego, jednorodnego, odnawialnego zasobu. Ze względu na fakt,

że do obliczeń przyjmowany jest zasób odnawialny przyjmuje się, że nie może być od magazynowany. Ponadto zakłada się, że wyznaczone w procesie obliczeń zatrudnienie każdego dnia nie może być mniejsze niż wymagane zapotrzebowanie, natomiast maksymalne zatrudnienie jakie może wystąpić na budowie równe jest maksymalnemu zapotrzebowaniu występującemu w analizowanym okresie. Jeżeli chodzi o koszty przekroczenia zapotrzebowania Ψ oraz koszty zmiany poziomu zatrudnienia Φ , to są one wyrażone w postaci związku funkcyjnego, przy czym nie musi to być funkcja liniowa. Przy wyznaczaniu kosztów zmiany zatrudnienia Φ można również przyjąć różne stawki w zależności do tego, czy zatrudnienie w kolejnych jednostkach rośnie czy też maleje. Należy również zdefiniować, czy w obliczeniach uwzględnia się stan zatrudnienia przed rozpoczęciem robót a tym samym ewentualny koszt zmiany tego zatrudnienia w stosunku do pierwszego dnia robót.

2. Metoda

Dokładny opis modelu matematycznego rozpatrywanego zagadnienia można znaleźć u Jaworskiego (2004). Jak zauważa autor, tak sformułowane zagadnienie można traktować jako wieloetapowy, dynamiczny proces wyrównywania (Siudak, 1986) a do jego rozwiązania zastosować algorytm programowania dynamicznego,

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl

oparty na zasadzie optymalności Bellmana (Benjamin i Cornell 1977) mówiącej, że polityka optymalna ma tę własność, że niezależnie od początkowego stanu i początkowej decyzji pozostałe decyzje muszą stosować politykę optymalną ze względu na stan wynikający z pierwszej decyzji. Korzystając z tej własności algorytm programowania dynamicznego rozkłada cały analizowany proces na etapy i poszukuje rozwiązania optymalnego przechodząc przez kolejne wyróżnione etapy, rozpoczynając od ostatniego i cofając się aż do pierwszego.

Taki sposób rozwiązania narzuca określony sposób notacji prowadzonych obliczeń, który nie zawsze jest czytelny, szczególnie dla osób słabiej obeznanych z badaniami operacyjnymi. W swojej książce Jaworski zamieszcza przykład obliczeniowy, który ilustruje omawiane zagadnienie i sposób jego rozwiązania oparty właśnie na programowaniu dynamicznym. Zamieszczone obliczenia nie zawierają wszystkich niezbędnych kroków obliczeniowych, a jedynie ilustrują przyjęty metodę prowadzenia obliczeń, sposób zapisu wyników pośrednich oraz ostateczne rozwiązanie. Dobre zrozumienie zamieszczonego przykładu wymaga uważnego przeanalizowania podanych wyników oraz wykonania obliczeń dodatkowych, nie koniecznie oczywistych dla każdego czytelnika.

Ponieważ podniesione przez autora przykładu zagadnienie jest ważne i może mieć również duże znaczenie praktyczne, wydaje się że warto poszukać rozwiązania tego zagadnienia, które by w prostszy sposób prowadziło do wyznaczenia poszukiwanych wartości zatrudnienia. Autor artykułu proponuje zastosować algorytm oparty na grafach skierowanych (Korzan, 1978), który w jego przekonaniu pozwala czytelniej wyznaczyć optymalne zatrudnienie. Poniżej podano opis użytych w algorytmie oznaczeń oraz opisano sam algorytm. W dalszej części artykułu zamieszczono dwa przykłady ilustrujące zastosowanie zaproponowanego algorytmu.

3. Oznaczenia

Wszystkie przyjęte oznaczenia nawiązują do oznaczeń użytych przez Jaworskiego (2004) oprócz nowo wprowadzonych, niezbędnych ze względu na zastosowany algorytm:

- N – liczba dni, dla których wykonywane są obliczenia,
- j – numer kolejnego dnia,
- r_j – zapotrzebowanie na robotników w dniu j ,
- c – poziom zatrudnienia przed rozpoczęciem prac (w dniu $j=0$),
- R – maksymalne zatrudnienie, jakie może wystąpić na budowie; $R = \max(r_j)$ dla $j=1..N$,
- $u_{j,u}$ – rozpatrywany poziom zatrudnienia w dniu j o wielkości u ; $u \in \langle 1, R \rangle$
- x_j – poszukiwane zatrudnienie w dniu j ,
- $\Phi_{j,u}$ – koszt przekroczenia wymaganego zapotrzebowania w dniu j przy poziomie zatrudnienia u ,
- Ψ_{u_1, u_2} – koszt zmiany poziomu zatrudnienia z poziomu u_1 na poziom u_2 ,

$k_{\Phi, \Psi}$ – łączny koszt przekroczenia wymaganego zapotrzebowania Φ i zmiany poziomu zatrudnienia Ψ ,

$K1_{j,u}$ – sumaryczny koszt zatrudnienia od początku do dnia j , przy poziomie zatrudnienia u w dniu j ,

$K2_{j,u}$ – sumaryczny fikcyjny koszt zatrudnienia podczas liczenia od końca do dnia j , przy poziomie zatrudnienia u w dniu j (może być ujemny).

4. Opis algorytmu

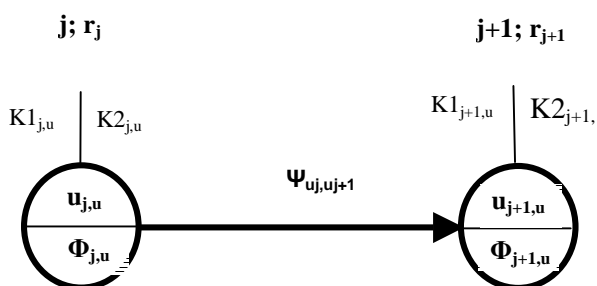
Poniżej zamieszczony opis algorytmu został tak skonstruowany, aby nawet mało wprawny czytelnik mógł go łatwo zastosować. Świadomie zrezygnowano z formalnego zapisu formuł matematycznych i schematu blokowego, mając nadzieję, że taki sposób jego prezentacji jest dostatecznie precyzyjny a równocześnie prosty w zastosowaniu. Zrozumienie opisu algorytmu może ułatwić równoczesne śledzenie zamieszczonego poniżej przykładu obliczeniowego.

1. Wyznacz tyle kolumn ile dni obejmuje zadanie (1..N). Kolumny mogą być rozdzielone pionowymi liniami, lecz nie jest to konieczne. Na górze każdej kolumny wpisz kolejny numer dnia (j), zaczynając od pierwszej kolumny z lewej strony.
2. Dodaj na początku i na końcu rysunku po jednej dodatkowej kolumnie. Na górze tych kolumn wpisz odpowiednio numery dnia $j = 0$ i $j = N + 1$.
3. Wpisz na górze każdej kolumny wymagane zapotrzebowanie r_j . Jeżeli chcesz uwzględnić w obliczeniach koszt zmiany poziomu zatrudnienia sprzed rozpoczęcia c (dzień zerowy) i pierwszego dnia, zdefiniuj też zapotrzebowanie przed rozpoczęciem zadania c (np. 0).
4. Określ maksymalne zatrudnienie (R) na budowie równe maksymalnemu zapotrzebowaniu w okresie objętym obliczeniami; $R = \max(r_j)$ dla $j = 1..N$.
5. W każdej kolumnie odpowiadającej kolejnym dniom j narysuj w pionie tyle kółek (nazywanych dalej węzłami), ile może wystąpić poziomów zatrudnienia danego dnia czyli $R - r_j + 1$. W zerowej i ostatniej kolumnie wstaw tylko po jednym węźle. Nad każdym węzłem postaw krótką pionową kreskę.
6. Każdy węzeł podziel poziomą kreską. W górnej części każdego węzła wpisz rozpatrywane poziomy zatrudnienia danego dnia $u_{j,u}$. Zacznij w każdym dniu od góry, wpisując R , niżej $R-1$, $R-2$ itd. aż do r_j .
7. W dolnej części każdego węzła wpisz koszt przekroczenia zapotrzebowania $\Phi_{j,u}$ odpowiadający założonemu zatrudnieniu $u_{j,u}$ i faktycznemu zapotrzebowaniu danego dnia r_j . W zerowej i ostatniej kolumnie wstaw koszt przekroczenia zapotrzebowania $\Phi_{j,u} = 0$ (dla $j = 0$ i $j = N + 1$).
8. Połącz w sąsiednich kolumnach każdy węzeł z każdym, kierując zwrot strzałki w prawo.
9. Na każdym połączeniu oblicz i wpisz koszt zmiany poziomu zatrudnienia (Ψ_{u_1, u_2}) biorąc pod uwagę poziomy zatrudnienia wpisane w górnej części łączonych węzłów (u_1 i u_2). Zwróć uwagę na kolejność

łączonych węzłów, czyli czy poziom zatrudnienia rośnie czy maleje. Jeżeli nie został określony poziom zatrudnienia przed rozpoczęciem prac c , na połączeniach między dniem $j = 0$ i $j = 1$ koszty Ψ_{u_1, u_2} przyjmij zero. Na połączeniach między dniem N i $N + 1$ również przyjmij koszty Ψ_{u_1, u_2} równe zero.

10. W kolumnie dla $j = 0$, przy węźle z lewej strony pionowej kreski wpisz zero.
11. Oblicz tak zbudowany graf od lewej strony do prawej wpisując obliczone wartości $K1_{j,u}$ z lewej strony pionowej kreski przy każdym węźle. Na każdym połączeniu oblicz $k_{\phi, \psi}$ będący sumą kosztów $\Phi_{j,u}$ (wpisanych w dolnej części węzła, do którego dochodzi połączenie) i Ψ_{u_1, u_2} (wpisanych na połączeniu). Obliczona wartość $K1_{j+1, u}$ to minimum z wszystkich wartości ($k_{\phi, \psi}$ + wartość $K1_{j,u}$ czyli z węzła, z którego wychodzi połączenie) występujących na połączeniach dochodzących do danego węzła (dla danego u_{j+1}).
12. W ostatnim węźle z prawej strony (w kolumnie z dnia $N + 1$) z prawej strony pionowej kreski węzła wpisz wartość obliczoną z lewej strony ($K2_{N+1, u} = K1_{N+1, u}$).
13. Oblicz graf od prawej strony do lewej wpisując obliczone wartości $K2_{j,u}$ z prawej strony pionowej kreski przy każdym węźle. Na każdym połączeniu oblicz sumę kosztów $k_{\phi, \psi}$ będący sumą kosztów $\Phi_{j,u}$ (wpisanych w dolnej części węzła, do którego dochodzi połączenie) i Ψ_{u_1, u_2} (wpisanych na połączeniu). Obliczona wartość $K2_{j,u}$ to maksimum z wszystkich wartości: ($K2_{j+1, u}$ czyli z węzła, do którego dochodzi połączenie, - $k_{\phi, \psi}$) występujących na połączeniach wychodzących z danego węzła (dla danego u_j).
14. Wyróżnij w każdym dniu węzeł w którym $K1_{j,u} = K2_{j,u}$ oraz połączenia łączące wyróżnione węzły.
15. Wartości $u_{j,u}$ z wyróżnionych węzłów wskazują optymalne poziomy zatrudnienia każdego rozpatrywanego dnia x_j . Wartość $K1_{N+1, u} = K2_{N+1, u}$ wpisana nad skrajnym prawym węzłem wyznacza minimalny koszt zatrudnienia (funkcji celu) przy przyjętych do obliczeń założeniach.

Na rysunku 1 przedstawiono używane oznaczenia a dalej wzory do wyznaczenia wartości $K1$ i $K2$.



Rys. 1. Oznaczenia używane na grafie podczas obliczeń

Dla wszystkich u_j :

$$\begin{aligned} K1_{j+1, u} &= \min(K1_{j, u} + \Phi_{j+1, u} + \Psi_{u_j, u_{j+1}}) \\ &= \min(K1_{j, u} + k_{\Phi, \Psi}) \end{aligned} \quad (1)$$

Dla wszystkich u_{j+1} :

$$\begin{aligned} K2_{j, u} &= \max(K2_{j+1, u} - \Phi_{j+1, u} - \Psi_{u_j, u_{j+1}}) \\ &= \max(K2_{j+1, u} - k_{\Phi, \Psi}) \end{aligned} \quad (2)$$

6. Przykłady obliczeniowe

Opracowany algorytm został przedstawiony na dwóch przykładach. Pierwszy dotyczy rozwiązania zadania zaczerpniętego od Jaworskiego (2004).

W przykładzie wyróżniono cztery okresy obliczeniowe ($N=4$) oraz w każdym z nich podano wymagane zapotrzebowanie na określony rodzaj środka produkcji wynoszące odpowiednio: $r_1 = 4$, $r_2 = 3$, $r_3 = 5$, $r_4 = 2$. Koszt przekroczenia wymaganego zapotrzebowania $\Phi_{j,u}$ został określony na 5 jednostek nakładów finansowych za przekroczenie każdej jednostki zapotrzebowania (niezależnie od wielkości przekroczenia czyli w postaci funkcji prostoliniowej).

Zmiana wielkości limitu zatrudnienia w dwóch kolejnych przedziałach czasu powoduje koszt, którego wielkość można wyrazić formułą:

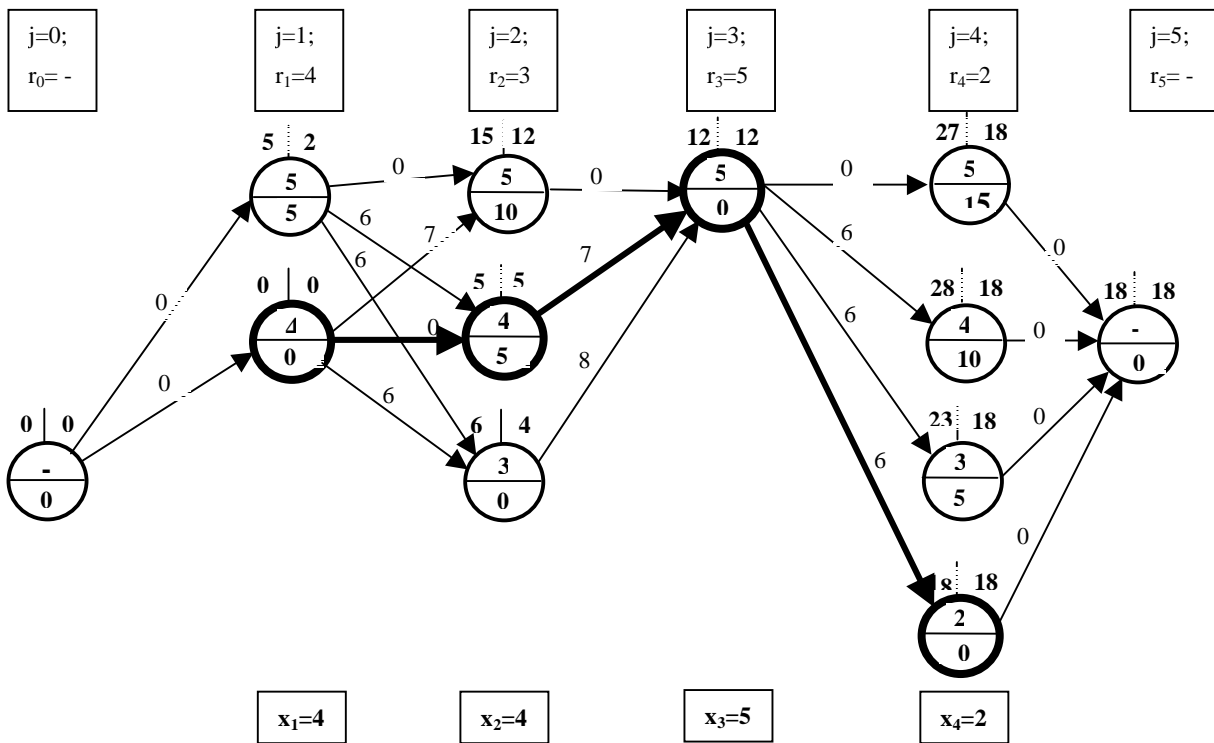
$$\Psi_{u_1, u_2} = 6 + (u_2 - u_1) \quad \text{dla } u_2 > u_1 \quad (3)$$

$$\Psi_{u_1, u_2} = 6 \quad \text{dla } u_2 < u_1 \quad (4)$$

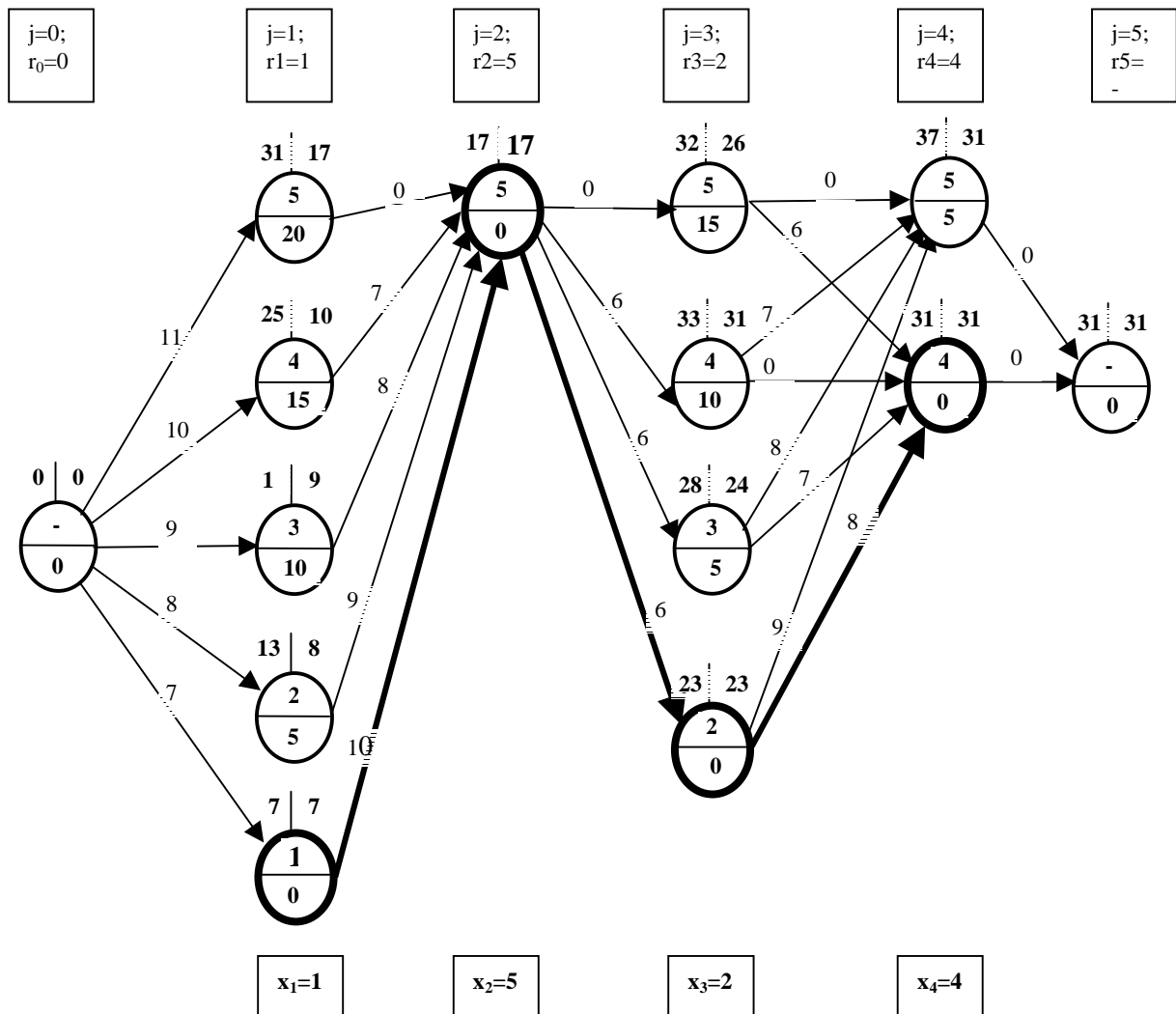
$$\Psi_{u_1, u_2} = 0 \quad \text{dla } u_2 = u_1 \quad (5)$$

Widać, że w tym wypadku funkcja nie jest prostoliniowa i zależy od wielkości różnicy w zatrudnieniu. Jeżeli zatrudnienie obniża poziom, strata wynosi 6 jednostek finansowych niezależnie od wielkości obniżki, jeżeli zatrudnienie wzrasta, wielkość straty finansowej zależy od wzrostu zatrudnienia. Ponadto przyjęto, że poziom zatrudnienia przed rozpoczęciem prac nie wpływa na wynik obliczeń.

Po wyznaczeniu $R = 5$ jako wartości maksymalnej z wymaganego zatrudnienia w rozpatrywanym okresie czterech dni, narysowano graf (rys. 2) zawierający odpowiednią liczbę węzłów w każdym dniu (odpowiadającą rozpatrywanym poziomom zatrudnienia w każdym dniu) i zgrupowanych w sześciu kolumnach (cztery dni obliczeniowe plus po jednej kolumnie na początku i na końcu). Na górze każdej kolumny oznaczono numer kolejnego dnia j i wymagane zapotrzebowanie w danym dniu r_j . Następnie w każdym węźle opisano w górnej części rozpatrywany poziom zatrudnienia $u_{j,u}$ oraz w dolnej części koszt nadmiernego zatrudnienia $\Phi_{j,u}$. Po połączeniu strzałkami wszystkich sąsiadujących węzłów, obliczono na każdym połączeniu koszt zmiany poziomu zatrudnienia $\Psi_{u_j, u_{j+1}}$. Następnie



Rys. 2. Przykład obliczeniowy nr 1



Rys. 3. Przykład obliczeniowy nr 2

nadano wartość 0 parametrowi $KI_{0,-}$ na pierwszym z lewej strony węźle ($j = 0$) i policzono wszystkie wartości $KI_{j,u}$ zaczynając od lewej strony i przechodząc do prawej, korzystając ze wzoru 1. Przykładowo, poniżej podano sposób obliczenia wartości $KI_{3,5}$ (dla $j = 3$ przy poziomie zatrudnienia równym 5):

$$KI_{3,5} = \min \begin{bmatrix} (15 + 0 + 0) \\ (5 + 7 + 0) \\ (6 + 8 + 0) \end{bmatrix} = 12 \quad (6)$$

Znając wartość parametru $KI_{5,-} = 18$ na ostatnim węźle z prawej strony ($j = 5$), zainicjowano wartość parametru $K2_{5,-} = 18$ na tym samym węźle. W dalszej części obliczeń wyznaczono wszystkie pozostałe parametry $K2_{j,u}$, prowadząc obliczenia od prawej strony do lewej i korzystając ze wzoru 2. Przykładowo, poniżej podano sposób obliczenia wartości $K2_{3,5}$:

$$K2_{3,5} = \max \begin{bmatrix} (18 - 15 - 0) \\ (18 - 10 - 6) \\ (18 - 5 - 6) \\ (18 - 0 - 6) \end{bmatrix} = 12 \quad (7)$$

Sprawdzeniem poprawności wykonanych obliczeń może być uzyskanie na węźle dla $j = 0$ parametru $K2_{0,-}$ równego 0. Znając oba parametry $KI_{j,u}$ i $K2_{j,u}$ dla wszystkich węzłów wyróżniono grubą linią wszystkie węzły, w których parametr $KI_{j,u}$ równy jest $K2_{j,u}$ i na podstawie wartości $u_{j,u}$ z tych węzłów wyznaczono poszukiwane zatrudnienie każdego dnia. Obliczone wartości zatrudnienia x_j zostały wypisane na dole każdej kolumny. Wartość funkcji celu, a więc całkowity koszt przekroczenia zatrudnienia i zmiany poziomów zatrudnienia, równy 18 odczytano jako parametr $K1_{j,u} = K2_{j,u}$ dla dnia $N+1$, czyli w tym wypadku $j = 5$.

Drugi przykład wykonano dla innych poziomów zatrudnienia i zakładając, że poziom zatrudnienia przed rozpoczęciem robót jest narzucony i wynosi 0 a w obliczeniach należy uwzględnić koszt zmiany zatrudnienia wynikający z pierwszego naboru pracowników. Koszty przekroczenia zapotrzebowania i zmiany poziomu zatrudnienia przyjęto takie same jak w przykładzie numer 1. Wszystkie obliczenia i ich wyniki zostały zaprezentowane na rysunku 3.

7. Podsumowanie

Zaproponowany w artykule algorytm dotyczy optymalnego wyrównania wykresu sprawdzającego zatrudnienia ze względu na kryterium kosztowe składające się z sumy dwóch elementów: kosztu

przekroczenia wymaganego zapotrzebowania oraz kosztu zmiany poziomu zatrudnienia na budowie w kolejnych okresach. Takie kryterium rozwiązania zostało zaproponowane przez Jaworskiego (2004), rozszerzając tym samym tradycyjne ujęcie polegające na poszukiwaniu równomiernego zatrudnienia nie rozpatrując tego w funkcji kosztów. Zaproponowany sposób wykonania obliczeń zawiera metodykę budowy odpowiedniego grafu, przyjęcia właściwych parametrów obliczeniowych jego poszczególnych elementów, sposób wykonania obliczeń oraz wyznaczenia na ich podstawie poszukiwanych wartości optymalnych i wartości funkcji celu. Proponowany algorytm pozwala wykonać wszystkie niezbędne obliczenia na jednym rysunku, bez potrzeby rozpisywania kolejnych kroków algorytmu dynamicznego w oddzielnych tabelach dla każdego etapu obliczeniowego. Oczywiście, w przypadku konieczności stosowania obliczeń dla większego przykładu wskazane jest opracowanie specjalnego programu komputerowego, jednak przed jego użyciem warto dobrze zrozumieć mechanizm poszukiwania rozwiązania optymalnego, a do tego celu zaproponowany algorytm dobrze się nadaje.

Literatura

- Benjamin J. R., Cornell C. A. (1977). *Rachunek prawdopodobieństwa statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne. Warszawa.
- Jaworski K. M. (2004). *Podstawy organizacji budowy*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 46-51.
- Korzan B. (1978). *Elementy teorii grafów i sieci. Metody i zastosowania*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne. Warszawa.
- Siudak M. (1986). *Badania operacyjne*. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa.

ALGORITHM FOR OPTIMAL EQUALIZATION EMPLOYMENT DIAGRAM WITH GRAPH NETWORK

Abstract: The paper describes a new algorithm for determining optimal employment equalization diagram when one have to bear costs of both exceeding required demand for analyzed resource and changing employment level. It was assumed that both cost-changing functions do not need to be linear and that employment needs to be fulfilled and can not be stored. Algorithm of solution determines necessary employment for every analyzed day, seeking out a solution which combines minimal total costs of both exceeded required demand and changed employment level. A solution based on graph theory was used in the algorithm.

KONCEPCJA MONITOROWANIA ZUŻYCIA BUFORÓW CZASU W HARMONOGRAMIE BUDOWLANYM

Kamil PRUSZYŃSKI*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa

Streszczenie: W artykule przedstawiono jeden z elementów metody harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu – macierz ryzyka w zużyciu bufora czasu. Jego właściwe stosowanie pozwoli na pełną kontrolę przebiegu realizacji robót na budowie. Odpowiedni monitoring buforów czasu oraz późniejsze właściwe decyzje mogą przyczynić się do ukończenia całego zamierzenia budowlanego w ustalonym wcześniej terminie.

Słowa kluczowe: macierz ryzyka, bufor czasu, metoda łańcucha krytycznego, harmonogramowanie.

1. Wprowadzenie

Goldratt (2000) w metodzie łańcucha krytycznego, która uwzględniając zasoby oraz ich ograniczenia w dostępności, tworzy teorię ograniczeń (TOC), przedstawił główne wytyczne do stosowania buforów czasu. Przyjmując je jako podstawowe założenia, podjęto próbę dostosowania tej metody do specyfiki realizacji przedsięwzięć inżynieryjno-budowlanych.

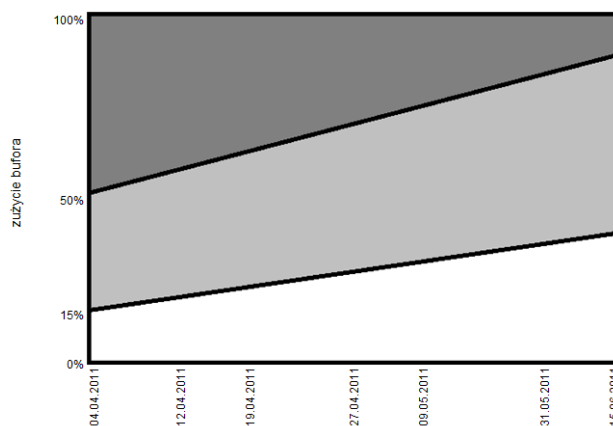
W Zakładzie Technologii i Organizacji Robót Inżynieryjnych SGGW w Warszawie jest realizowany obecnie projekt badawczy: *Metoda harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu*. W projekcie zaproponowano możliwości kontroli różnych buforów czasu wprowadzonych do harmonogramu wraz z analizą ryzyka terminowego zrealizowania przedsięwzięcia.

Autorska metoda zostanie przedstawiona na podstawie zrealizowanej już budowy stacji metra A19 Marymont w Warszawie. Analizy dokonano wykorzystując jedną z bardziej dostępnych aplikacji do zarządzania realizacją przedsięwzięć (w tym także budowlanych) – programu MS Project w wersji 2007.

2. Podstawy teoretyczne stosowania macierzy ryzyka

Wykorzystując ideę metody analizy ryzyka – FMEA (*Failure Mode and Effects Analysis* – analiza rodzajów i skutków możliwych błędów) buduje się macierz ryzyka dla bufora (rys. 1). W tym celu wykorzystuje się wiedzę ekspercką jednej lub wielu osób, znających doskonale

zagadnienia związane z realizacją danego zamierzenia inżynieryjno-budowlanego oraz potrafiących stworzyć odpowiednie obszary małego, średniego i dużego ryzyka. Ekspert wiarygodnie oceni, jak na przykład może wpłynąć wydłużenie choćby o jeden dzień czasu trwania ciągu, za który odpowiada dany bufor czasu, na przebieg całego harmonogramu – a tym samym na jego końcowy termin.



Rys. 1. Interpretacja graficzna przykładowej macierzy ryzyka

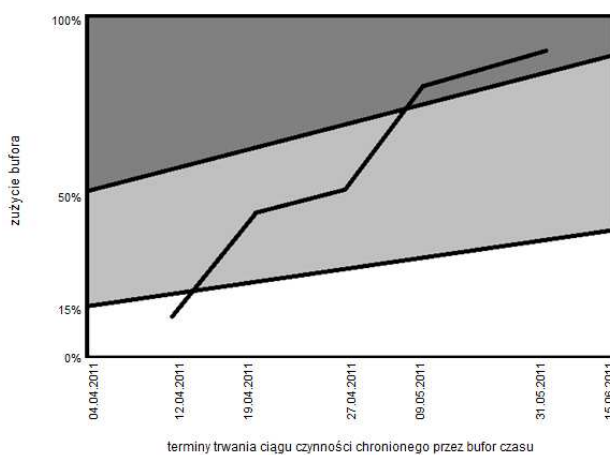
Odcienie, które zostały zastosowane w macierzy służą lepszemu uwidocznieniu tych elementów, które są bardziej lub mniej ryzykowne. Tak na przykład kolor biały ilustruje ryzyko znikome, które jest na tyle małe i nieszkodliwe, że można je uznać za pomijalne w dalszych działaniach związanych z realizacją przedsięwzięcia. Kolorem jasnoszarym zaznaczono te obszary, dla których występuje ryzyko umiarkowane

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: kpruszynski@op.pl

(dopuszczalne warunkowo). Te ryzyka należy już brać pod uwagę w dalszej części analizy. Ostatni kolor, ciemnoszary przedstawia ryzyka groźne, a więc traktowane jako niedopuszczalne. To im należy w pierwszej kolejności poświęcić dalszą uwagę, celem przekwalifikowania ich na ryzyko o mniejszym prawdopodobieństwie lub o mniejszych skutkach zajścia. Wielkości zarówno prawdopodobieństw jak i skutków są określane indywidualnie dla każdego realizowanego przedsięwzięcia.

Macierz ryzyka wykorzystywana jest w analizie intensywności zużycia buforów czasu. Jej interpretacja graficzna powstaje poprzez nałożenie na macierz ryzyka linii przedstawiającej wyczerpywanie bufora czasu w czasie. Taki przykład obrazuje rysunek 2.

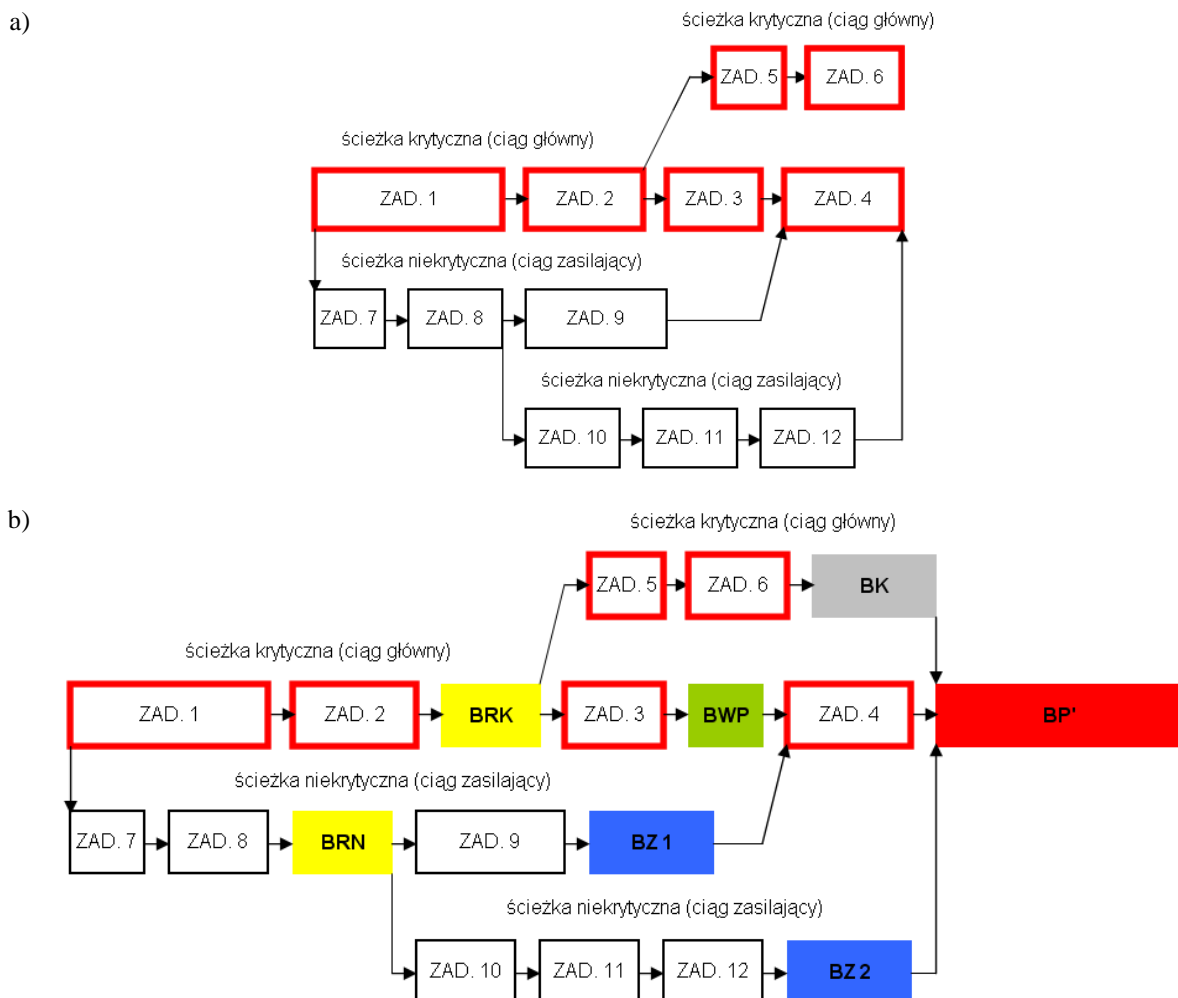
Nałożony na macierz ryzyka wykres linii przedstawiającej w czasie wyczerpywanie bufora czasu powstaje poprzez zaznaczenie na osi odciętych (czas trwania ciągu, który przedmiotowy bufor ochrania) odpowiednich terminów zużycia bufora. Natomiast na osi rzędnych należy odkładać wielkość zużywanego bufora wyrażoną w procentach.



Rys. 2. Interpretacja graficzna wyczerpywania bufora czasu na tle macierzy ryzyka jego zużycia

3. Monitoring i kontrola zużycia buforów czasu

Poniżej przedstawiono prosty sposób zarządzania buforami czasu podczas realizacji przedsięwzięcia inżynierijno-budowlanego, stosując w tym celu macierz ryzyka w zużyciu bufora czasu.



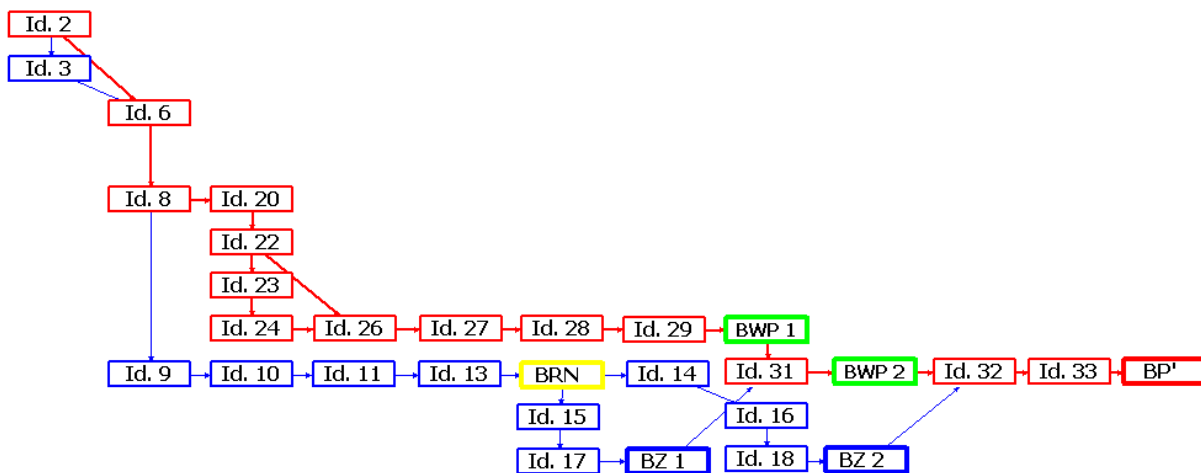
Rys. 3. Schematy (Połoński i Pruszyński, 2008): a) początkowy sieci zależności b) lokalizacji buforów czasu według proponowanej metody, gdzie: BP' – nowy bufor projektu, BZ – bufor zasilający, BK – bufor kończący, BWP – bufor wspomagający projekt, BRK – bufor reagujący na ścieżce krytycznej, BRN – bufor reagujący na ścieżce niekrytycznej

Do eksperymentu obrazującego powyższe posłużono się – z racji wielkości harmonogramu budowy (roboty ziemne stacji metra A19 Marymont w Warszawie) – tylko jego odpowiednio zagregowanym fragmentem (24 czynności). W tak przygotowanym harmonogramie postępowano zgodnie z wytycznymi Goldratta (2000). Dokonano skrócenia o 50% wartości wszystkich czasów (przyjęto ten sposób skracania ze względu na jego

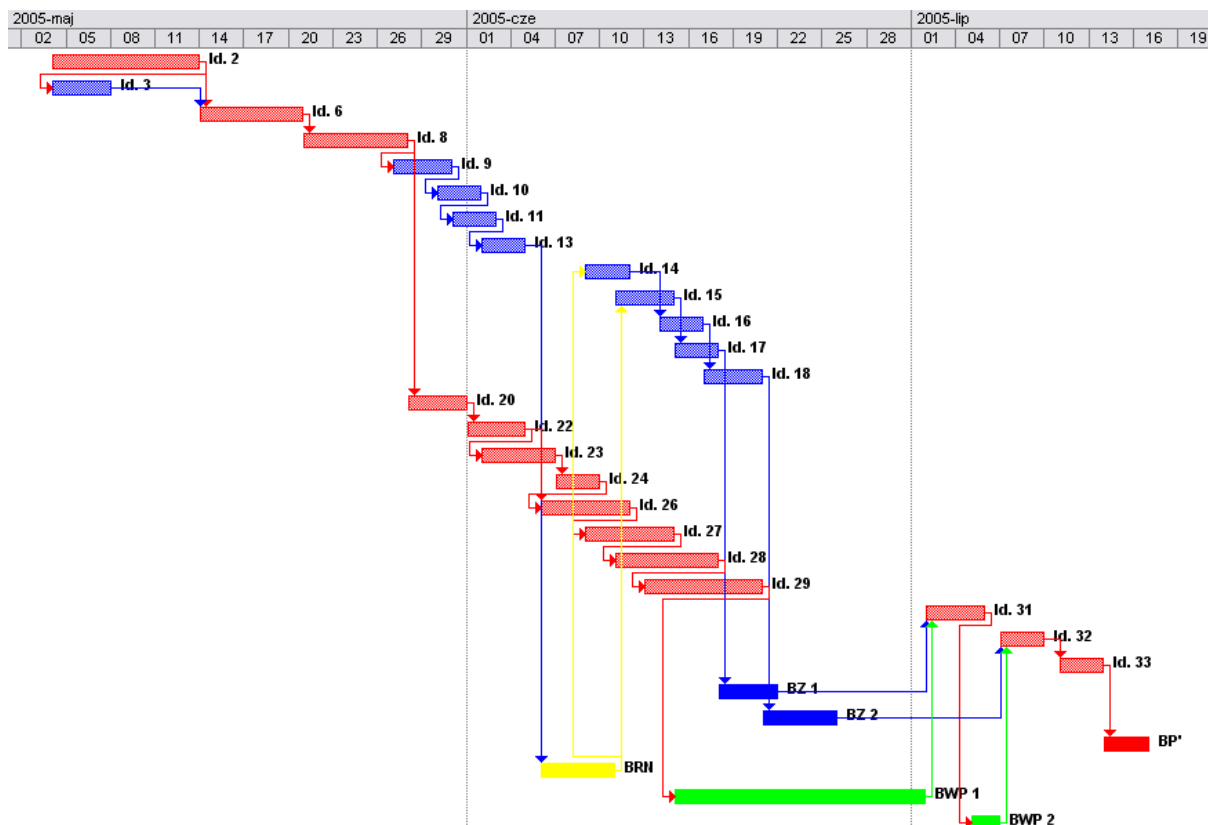
prostotę obliczeń), następnie zastosowano odpowiednie bufory czasu (rys. 3) oraz wstawiono ich wielkości (także skrócone o 50%). Powstały w ten właśnie sposób harmonogram posłużył za materiał wyjściowy do dalszych analiz (rys. 4).

Tabelaryczne zestawienie zawartych w harmonogramie danych przedstawia tabela 1.

a)



b) harmonogram Gantta



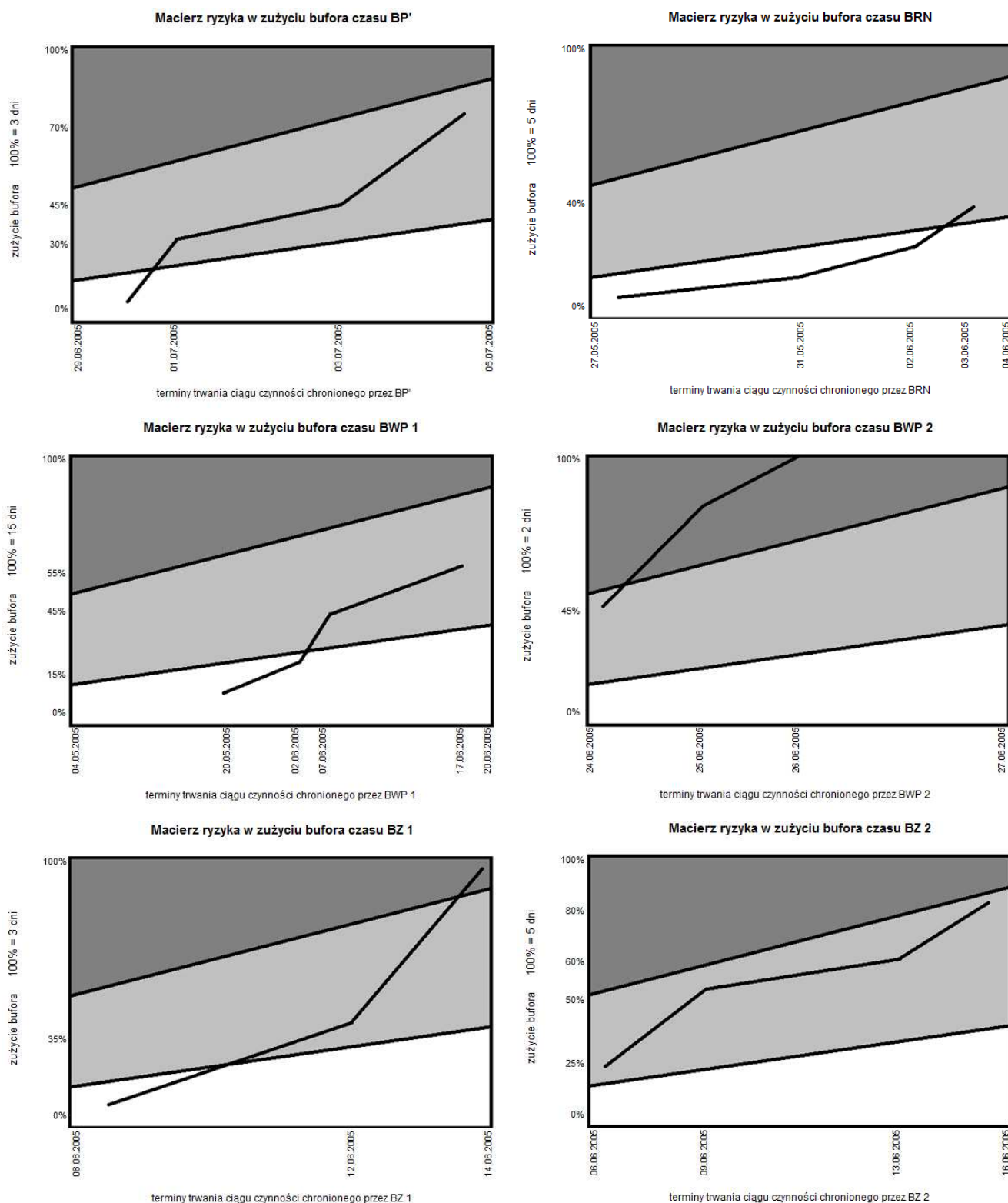
Rys. 4. Fragment (24 czynności) harmonogramu robót ziemnych budowy stacji metra A19 Marymont w Warszawie ze wstawionymi buforami czasu (harmonogram wyjściowy): a) schemat zależności, b) harmonogram

Tab. 1. Zestawienie danych do harmonogramu wyjściowego

Id	Nazwa zadania	Czas trwania	Rozpoczęcie	Zakończenie	Następniki	ZC
2	Mobilizacja i przygotowanie sprzętu	9 dn	2005-05-04 09:00	2005-05-13 18:00	3ZR-9 dn;6	0 dn
3	Przygotowanie frontu robót	4 dn	2005-05-04 09:00	2005-05-07 18:00	6	5 dn
6	Wykonanie ścian szczelinowych - sekcje 11-18 i 37-44	6 dn	2005-05-14 09:00	2005-05-20 18:00	8	0 dn
8	Wykonanie ścian szczelinowych - sekcje 19-26 i 31-36	5 dn	2005-05-21 09:00	2005-05-27 18:00	9ZR-1 dzień;20	0 dn
9	Wykonanie pali ścianki berlińskiej	3 dn	2005-05-27 09:00	2005-05-30 18:00	10ZR-1 dzień	9 dn
10	Wykonanie wykopu wstępnego sekcje 5a i 5b	3 dn	2005-05-30 09:00	2005-06-01 18:00	11ZR-2 dn	9 dn
11	Skucie ścian szczelinowych oraz uszczelnienie połączenia ze stropem zewnętrznym - sekcje 18-25 i 32-37	3 dn	2005-05-31 09:00	2005-06-02 18:00	13ZR-1 dzień	9 dn
13	Szalowanie sekcji 5a	3 dn	2005-06-02 09:00	2005-06-04 18:00	37	9 dn
14	Zbrojenie i betonowanie sekcji 5a	3 dn	2005-06-09 09:00	2005-06-11 18:00	16ZR+1 dzień	9 dn
15	Szalowanie sekcji 5b	3 dn	2005-06-11 09:00	2005-06-14 18:00	17	9 dn
16	Zbrojenie i betonowanie sekcji 5b	3 dn	2005-06-14 09:00	2005-06-16 18:00	18	9 dn
17	Szalowanie przewyższenia sekcji 5a	3 dn	2005-06-15 09:00	2005-06-17 18:00	34	9 dn
18	Zbrojenie i betonowanie przewyższenia sekcji 5a	3 dn	2005-06-17 09:00	2005-06-20 18:00	35	9 dn
20	Wykonanie ścian szczelinowych- sekcje 27-30 i 58-59	3 dn	2005-05-28 09:00	2005-05-31 18:00	22	0 dn
22	Wykonanie ścian szczelinowych- sekcje 8-10 i 45-47	4 dn	2005-06-01 09:00	2005-06-04 18:00	26;23ZR-3 dn	0 dn
23	Wykonanie pali ścianki berlińskiej	4 dn	2005-06-02 09:00	2005-06-06 18:00	24	0 dn
24	Tymczasowe przełożenie kabli energetycznych i trakcyjnych - wiązka 2	3 dn	2005-06-07 09:00	2005-06-09 18:00	26ZR-4 dn	0 dn
26	Wykonanie ścian szczelinowych- sekcje 1-7 i 48-57	6 dn	2005-06-06 09:00	2005-06-11 18:00	27ZR-3 dn	0 dn
27	Wykonanie pali ścianki berlińskiej	5 dn	2005-06-09 09:00	2005-06-14 18:00	28ZR-3 dn	0 dn
28	Wykonanie wykopu wstępnego sekcje 1, 2a, 2b	6 dn	2005-06-11 09:00	2005-06-17 18:00	29ZR-5 dn	0 dn
29	Skucie ścian szczelinowych oraz uszczelnienie połączenia ze stropem zewnętrznym - sekcje 1-8 i 47-57	7 dn	2005-06-13 09:00	2005-06-20 18:00	38ZR-5 dn	0 dn
31	Szalowanie sekcji 1	3 dn	2005-07-02 09:00	2005-07-05 18:00	39ZR-1 dzień	0 dn
32	Zbrojenie i betonowanie sekcji 1	3 dn	2005-07-07 09:00	2005-07-09 18:00	33	0 dn
33	Zbrojenie i betonowanie sekcji 2b	3 dn	2005-07-11 09:00	2005-07-13 18:00	36	0 dn
34	Bufor BZ 1	3 dn	2005-06-18 09:00	2005-06-21 18:00	31	9 dn
35	Bufor BZ 2	5 dn	2005-06-21 09:00	2005-06-25 18:00	32	9 dn
36	Bufor BP'	3 dn	2005-07-14 09:00	2005-07-16 18:00		0 dn
37	Bufor Brn	5 dn	2005-06-06 09:00	2005-06-10 18:00	15;14ZR-2 dn	9 dn
38	Bufor BWP 1	15 dn	2005-06-15 09:00	2005-07-01 18:00	31	0 dn
39	Bufor BWP 2	2 dn	2005-07-05 09:00	2005-07-06 18:00	32	0 dn

Na rysunku 5 przedstawiono wykresy „dystrybucji” czasu z planowanych w przedsięwzięciu buforów wraz

z terminami osiągnięcia zakończenia ciągów czynności, które one chronią.



Rys. 5. Interpretacja graficzna wykorzystania bufora czasu na tle macierzy ryzyka jego zużycia

Należy nadmienić, iż taki monitoring należy wykonywać na tyle często, by móc podjąć odpowiednie kroki zaradcze w razie zagrożenia realizacji przedsięwzięcia. Wydaje się jednak, iż w przypadku dużych budow, gdzie z założenia przedsięwzięcie inżynieryjno-budowlane trwać będzie długo, wystarczy kontrola przykładowo raz w tygodniu – podczas cotygodniowych narad z kadrą techniczną budowy. Ważne jest jednak, by była ona systematyczna. Wówczas, zgodnie z intencją Goldratta (2000), taka kontrola jest pewniejsza i przynosić może oczekiwane efekty w momencie, kiedy faktycznie będą one potrzebne. Ponadto doprowadzi to do pełnego sukcesu w zarządzaniu realizacją przedsięwzięcia budowlanego.

4. Podsumowanie

Pełny monitoring i kontrolę „zużycia” buforów czasu osiąga się dzięki zastosowaniu macierzy ryzyka. Próba stosowania macierzy ryzyka w zużyciu bufora czasu jest głosem w dyskusji nad pełnym przystosowaniem metody łańcucha krytycznego do realiów przedsięwzięć inżynieryjno-budowlanych. Pozwoli to na całościowe jego zarządzanie według koncepcji Goldratta (2000).

Odpowiednio dobrane wielkości obszarów macierzy ryzyka w zużyciu bufora czasu oraz konsekwencja w ich korygowaniu gwarantuje skuteczne zarządzanie w trakcie realizacji przedsięwzięcia budowlanego.

Przedstawiona w referacie problematyka badawcza wydaje się zasadna z uwagi na fakt, coraz to bardziej

„wyśrubowanych” harmonogramów skierowanych do realizacji, przez co zwiększa się ryzyko ich niedotrzymania.

Literatura

- Goldratt E. M. (2000). Łańcuch krytyczny. Wyd. WERBEL, Warszawa.
- Połoński M., Pruszyński K. (2008). Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. 1) – podstawy teoretyczne. *Przegląd budowlany*, 02/2008, 45-49.

TIME BUFFER CONSUMPTION MONITORING CONCEPT IN THE SCHEDULE CONSTRUCTION

Abstract: The paper presents one of elements for Method of scheduling building project including time buffers – matrix risk of time buffers usage. Its proper usage allow for full control of project implementation course in building site. Appropriate monitoring of time buffers and later proper decision result most of all in finishing all building project in fixed term.

Praca realizowana w Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie w ramach projektu badawczego promotorskiego nr N506 431036 pt.: „Metoda harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu” finansowanego przez MNiSW w latach 2009-2011

BETONY NOWEJ GENERACJI JAKO WARSTWA WZMACNIAJĄCA BELKOWE ELEMENTY ZGINANE

Barbara SADOWSKA-BURACZEWSKA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Przedmiotem badań eksperymentalnych były żelbetowe belki zespolone wykonane warstwowo z betonu zwykłego i BWW oraz jednorodne belki typu kontrolnego. Analizowane były belki modelowe o rozpiętości 1100mm i prostokątnym przekroju poprzecznym $b \times h = 80 \times 120$ mm, badane pod obciążeniem doraźnym. Wykonano belki jednorodne z betonu zwykłego, belki zespolone z betonu zwykłego z 4 cm warstwą z BWW w strefie ściskanej, o zróżnicowanej klasie betonu wysokowartościowego.

Słowa kluczowe: beton wysokiej wytrzymałości, belka zespolona, badania doświadczalne, ugięcia, nośność.

1. Wstęp

Beton, jest niezbędnym materiałem pozwalającym na kształtowanie dowolnych typów elementów konstrukcji. Jego cechy technologiczne i mechaniczne pozwalają na coraz śmielsze rozwiązania konstrukcyjne. Najnowsze osiągnięcia w dziedzinie betonów nowej generacji to duży krok naprzód, to stworzenie nowoczesnego betonu o udoskonalonych właściwościach i trwałości. Rozwój wiedzy odnośnie betonów wysokowartościowych jest obszerny, natomiast zastosowanie częściowe tego betonu w elementach konstrukcyjnych jest znikome. Algorytmy projektowania tego rodzaju elementów konstrukcji z częściowym zastosowaniem BWW (jako wzmocnienia w górnej strefie elementu) jak do tej pory nie mają odzwierciedlenia w literaturze ani normach. Do badań doświadczalnych wykorzystano więc, betony wysokiej wytrzymałości. W pracy do wykonania żelbetowych belek w skali półtechnicznej, zastosowano betony zwykłe dobrze już rozpoznane oraz betony nowej generacji, czyli betony o dużo większej wytrzymałości na ściskanie. Przedstawione i zaproponowane rozwiązanie belki ukształtowanej warstwowo z betonu zwykłego i BWW powinno wykazać cechy wytrzymałościowe i cechy użytkowości, lepsze w porównaniu do konstrukcji jednorodnych, wykonanych w całości z betonów zwykłych (Łapko i in., 2005 i 2009; Łapko i Sadowska-Buraczewska, 2006; Sadowska-Buraczewska, 2005, 2007, 2008 i 2010; Sadowska-Buraczewska i Łapko, 2007).

W literaturze mało jest odniesień do prac badawczych z zakresu konstrukcji zespolonych typu beton-beton z zastosowaniem betonu wysokiej wytrzymałości. Do nielicznych prac z tego zakresu należą badania Yamady z Japonii (Yamada i in., 1999), który jako pierwszy zwrócił uwagę na korzyści konstrukcyjne tego typu rozwiązań.

2. Materiały użyte do wykonania elementów badawczych

Do wykonania mieszanek betonów użytych w modelowych elementach badawczych o rozpiętości 1100 mm o przekroju prostokątnym, zastosowany został cement AALBORG WHITE – 52,5R, do mieszanek betonów wysokowartościowych o projektowanej klasie C100/115 oraz cement portlandzki CEM I – 42,5R firmy Małgoszcz, zastosowany do wykonania mieszanki projektowanej klasy betonu C60/75 oraz betonu zwykłego. Kruszywo użyte do wykonania BWW to mieszanina piasku i grysu bazaltowego z kopalni Winna Góra o uziarnieniu do 8 mm, natomiast użyta mikrokrzemionka stanowiła 10% masy cementu (firmy SIKA). Do mieszanki betonowej BWW o projektowanej klasie C60/75 zastosowano superplastyfikator FM-570 ANDROIMPEX, w ilości około 1,5% masy cementu, oraz do betonu C100/115 zastosowano superplastyfikator Sika® ViscoCrete® 20 GOLD w ilości 1,8% masy cementu. Jako wodę zarobową użyto wodę z ogólnie dostępnej instalacji wodociągowej. Z badań

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: bsadowska@pb.edu.pl

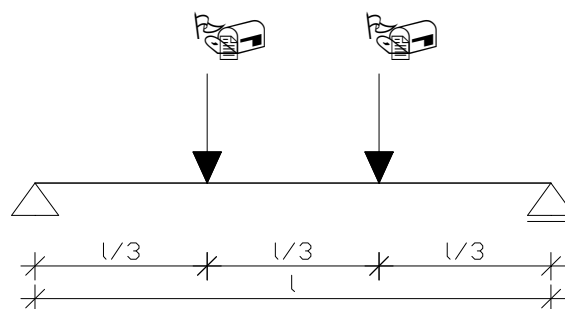
wytrzymałościowych na kostkach sześciennych uzyskano średnie wytrzymałości betonów pokazane w tabeli 1.

Tab. 1. Cechy wytrzymałościowe betonów użytych do badań

Projektowana klasa betonu	Średnie uzyskane wartości wytrzymałości betonów na ściskanie [MPa]		
	po 7 dniach	po 14 dniach	po 28 dniach
C20/25 beton zwykły	–	–	31,00
C60/75 BWW	–	56,30	63,10
C100/115 BWW	97,20	101,60	104,70

3. Opis stanowiska badawczego

Belki modelowe zespolone i kontrolne badano, jako wolnopodparte o rozpiętości 1100 mm i przekroju poprzecznym 80×120 mm. Obciążenie przykładano za pomocą dwóch sił skupionych przyłożonych w $1/3$ rozpiętości belki (rys. 1). Zbrojenie na zginanie belek modelowych wykonane zostało ze stali żebrowanej gatunku 34GS o średnicy 8 mm (po trzy belki w każdej serii o stopniu zbrojenia $\rho = 1\%$). Stanowisko badawcze belek modelowych, w maszynie wytrzymałościowej typu ZDM-30, przedstawiono na rysunku 2. Stanowisko wyposażono w czujniki elektroniczne służące do pomiaru ugięć belek pod zadaniem obciążeniem. Wyniki badań rejestrowano w sposób ciągły (rys. 2).



Rys. 1. Schemat obciążenia elementu badawczego

Po 28 dniach dojrzewania elementów w środowisku powietrzno-suchym o stałej temperaturze i wilgotności przeprowadzono badania w zakresie:

- ugięć pod obciążeniem doraźnym,
- odkształceń betonu w strefie ściskanej,
- nośności.

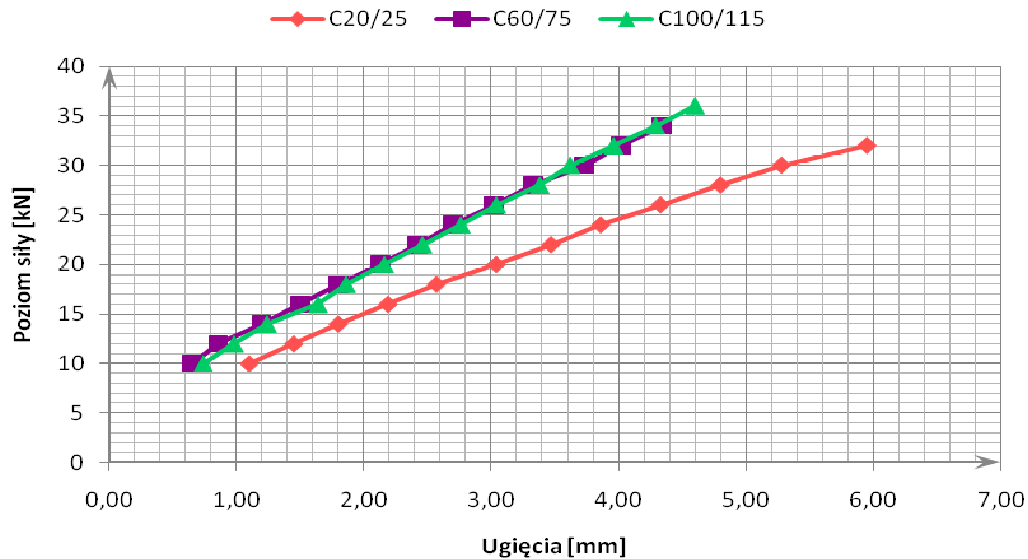
4. Wyniki badań doświadczalnych pod obciążeniem doraźnym

4.1. Ugięcia elementów badanych belek zespolonych i kontrolnych

Zależność eksperymentalną siła – ugięcie belek modelowych wykonanych odpowiednio w całości z betonu zwykłego oraz zespolonych z betonu zwykłego i BWW klasy C60/75 i C100/115, przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 2. Stanowisko do badań wraz z elementem badawczym



Rys. 3. Wykres zależności pomiędzy siłą P [kN], a ugięciem a [mm] belek modelowych

Analizując powyższy wykres zależności w zakresie ugięć modelowych belek żelbetowych, można zauważyć, że ugięcia modelowych belek zespolonych są mniejsze w porównaniu z belką jednorodną wykonaną z betonu zwykłego. Uzyskane wyniki potwierdzają, że zastosowanie BWW w strefie ściskanej spowoduje zmniejszenie ugięć w stosunku do belek jednorodnych, a tym samym wzmocni element konstrukcyjny typu na przykład belka.

4.2. Wpływ warstwy BWW na odkształcenia betonu w badanych elementach zespolonych i kontrolnych

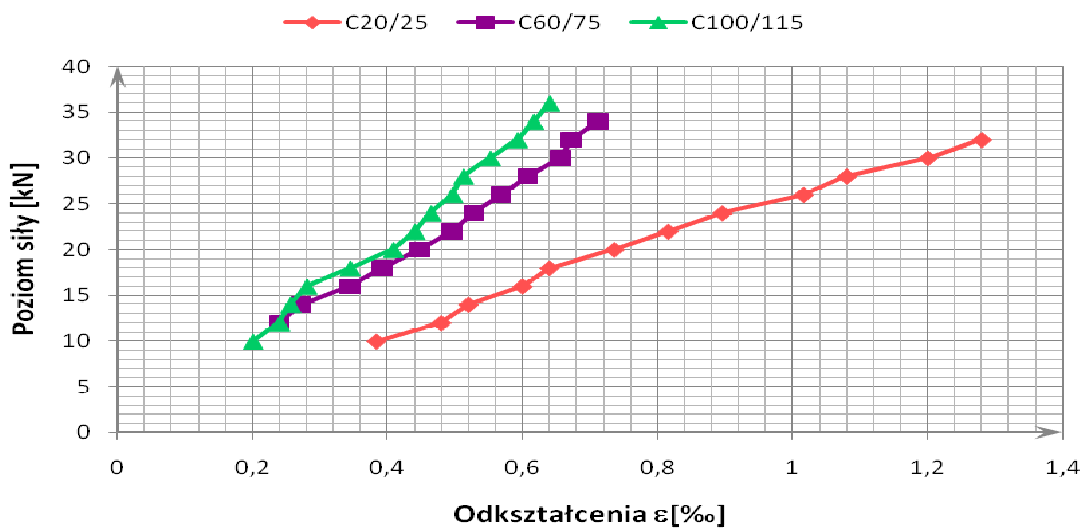
Na rysunku 4 przedstawiono zależność z dorącznych badań doświadczalnych siła-odkształcenie belek modelowych wykonanych odpowiednio w całości z betonu zwykłego oraz zespolonych z betonu zwykłego i BWW.

Analizując wykres stwierdzamy, że odkształcenia w strefie ściskanej (w górnych włóknach) dla belki zespolonej z betonem klasy C100/115 są mniejsze niż

belek zespolonych z betonem klasy C 60/75, a także zdecydowanie mniejsze niż dla belki wykonanej całkowicie z betonu zwykłego.

5. Analiza zniszczenia badanych belek

Żelbetowe belki modelowe obciążane były aż do zniszczenia. Mechanizm zniszczenia belek zespolonych nie wykazywał poślizgu w styku między warstwą betonu zwykłego i BWW, a samo zniszczenie przebiegało jak w elementach jednorodnych. Belka wykonana w całości z betonu zwykłego została zniszczona na poziomie siły 32kN, belka zespolona z betonem C60/75 przy sile 34kN, natomiast belka zespolona z betonem C100/115 przy sile 36kN. Analizując powyższe wyniki można stwierdzić, że największą nośność wykazała belka zespolona z betonem C100/115 znajdującym się w górnej strefie elementu.



Rys. 4. Wykres zależności siła-odkształcenie belek zespolonych i kontrolnej

6. Podsumowanie i wnioski

1. Zastosowanie warstwy BWW w strefie ściskanej elementów belkowych spowodowało zmniejszenie ugięć oraz zwiększenie nośności w porównaniu do belek kontrolnych wykonanych całkowicie z betonu zwykłego.
2. Zaobserwowano, że ugięcia elementów zespolonych są mniejsze, niż odpowiednie ugięcia elementów wykonanych z betonu zwykłego. Potwierdziło to pozytywny wpływ warstwy z BWW na redystrybucję odkształceń i naprężeń w przekroju zespolonym prowadzącą do redukcji krzywizny elementów zespolonych.
3. Z badań doświadczalnych obserwujemy, że ugięcia belek zespolonych z warstwą w górnej strefie belek wykonaną z BWW klasy C 100/115 są mniejsze niż belek zespolonych z warstwą BWW klasy C 60/75. Jednocześnie ugięcia belek zespolonych są zdecydowanie mniejsze niż belek kontrolnych wykonanych całkowicie z betonu zwykłego.

Literatura

- Łapko A., Sadowska-Buraczewska B. (2006). Improvement of serviceability parameters of RC beams using high strength concrete. W: Proc. of the *European Symposium on Service Life and Serviceability of Concrete Structures: ESCS'2006*, 365-370.
- Łapko A., Sadowska-Buraczewska B., Grygo R. (2009). „Prefabrykowany element żelbetowy” zastrzeżenie patentowe nr P 388540, lipiec 2009.
- Łapko A., Sadowska-Buraczewska B., Tomaszewicz A. (2005). Experimental and numerical analysis of flexural composite beams with partial use of HSC-HPC. *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 11, No. 2, 115-120.
- Sadowska-Buraczewska B. (2005). Nośność i odkształcalność żelbetowych belek zespolonych ukształtowanych warstwowo z udziałem betonów wysokowartościowych. Rozprawa Doktorska, *Politechnika Białostocka*, 2005.
- Sadowska-Buraczewska B. (2007). Zarysowanie i odkształcenia belek zespolonych z nadbetonem wykonanym z BWW.

W: *Problemy naukowo-badawcze budownictwa: LIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Krynica 2007, 157-164.

- Sadowska-Buraczewska B. (2008). Zastosowanie warstwy BWW w żelbetowych elementach zespolonych. W: *Konstrukcje zespolone. Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego*, 2008, 385-394.
- Sadowska-Buraczewska B. (2010). „Warstwa wzmacniająca element żelbetowy”, zastrzeżenie patentowe nr P 392633, lipiec 2010.
- Sadowska-Buraczewska B., Łapko A. (2007). The concept of strengthening of compressive zone in rc beams using HPC-HSC. W: *Proc. of the 9th International Conference: Modern building materials, structures and techniques*, 2007, 752-757.
- Yamada M., Matsuura H., Kumai H. (1999). Hybrid reinforced concrete beams by high-strength and normal-strength concrete. W: *Proc. of the 5th Symposium on High Performance and High Strength Concrete*, Sundefjord, Norway, 1999, 925-934.

NEW GENERATION CONCRETES AS A STRENGTHENING LAYER IN BEAM BENDING ELEMENTS

Abstract: The paper summarises the experimental analysis of flexural capacity and deformability of structural concrete beams prepared as composite members consisting of two concrete layers made of reinforced normal concrete and high-performance concrete (HPC). The reinforced concrete composite beams used in the tests were prepared in modelling scale with the rectangular-section of 80 x 120 mm and the effective span of 1100 mm. The basic samples were composed in two layers consisting of high-performance concrete as the top layer, and normal strength concrete.

Praca naukowa finansowana ze środków pracy statutowej S/WBiIŚ/2/2008.

Składam serdeczne podziękowania firmie CEMEX Polska oraz firmie AALBORG Portland Polska.

NEW POSSIBILITIES IN VISUALIZATION OF PROJECT PLANS

Gabriella SZENIK*, Miklós HAJDU, Orsolya BOKOR

Szent István University, Ybl Miklós Faculty of Architecture and Civil Engineering,
Department of Construction Management, Budapest, Thököly út 74., H-1145

Abstract: The Gantt chart is the most widespread project planning method. Due to the development of project management applications, more and more data can be assigned to the project plan. The options for handling new information have changed the purpose of creating a Gantt chart in many aspects. Moreover, we would like to manage all data in one place in the planning and in the tracking phases as well. As a result new aspects of analysis could also be introduced.

In this paper, the Gantt chart is discussed from a brand-new point of view and novel methods are suggested in order to improve the management and understanding of the visual display.

keywords: evaluation lines, project management, scheduling, tracking, visualization.

1. Introduction

The most widespread way of displaying project plans is the Gantt chart. By using this, we are able to show visually where the activities are placed in time and the logical dependencies between them. In most cases only the data related to planning are displayed. Modern project management tools provide us with the opportunity of tracking and updating our projects. We can display these data in the Gantt chart as well. However, the evaluation based on the given information is a time-consuming task that requires close attention. In addition, a network consisting of thousands of activities could be hard to comprehend.

In this paper, we would like to introduce a new visualization method that offers an explicit display of activity, cost and resource data and ensures quick evaluation of the projects based on them. We have developed the system of evaluation lines by generalizing progress lines. We handle the data related to planning and tracking and their analysis separately.

2. Display of Project Plans

The Gantt chart, which was developed by Henry Gantt in 1910, is the most common way of displaying project plans. The method of network planning has improved to

a significant extent in the past century. Today's modern network planning applications provide us with the opportunity of managing megaprojects of hundreds or thousands of activities. Applying the general methods for displaying these huge complex networks makes a full-scale review impossible when planning or tracking.

State-of-the-art tools offer more and more possibilities for the different representations of the distinct properties of the schedules. Nowadays it is an essential feature of them that more than one logical dependencies can be defined between activities, different type of tasks are marked by diverse colors, one activity can be indicated by more bars at the same time, and that more plan versions can be displayed.

By using computer programs that are suitable for design and tracking as well, the percentage of completion of the tasks in progress can be displayed too.

Figure 1 shows a schedule where the different types of logical relationships and activities are represented by distinct colors. There are maximal and minimal type, critical and non-critical dependencies, summary and non-summary, critical and non-critical and finished and in-progress tasks.

In case of linear projects, such as the construction of the sewage system, the cyclogram is a favored way of imaging the project in space and time at the same time. With the help of this method, the spatial contradictions can be avoided.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: szenik.gabriella@ybl.szie.hu

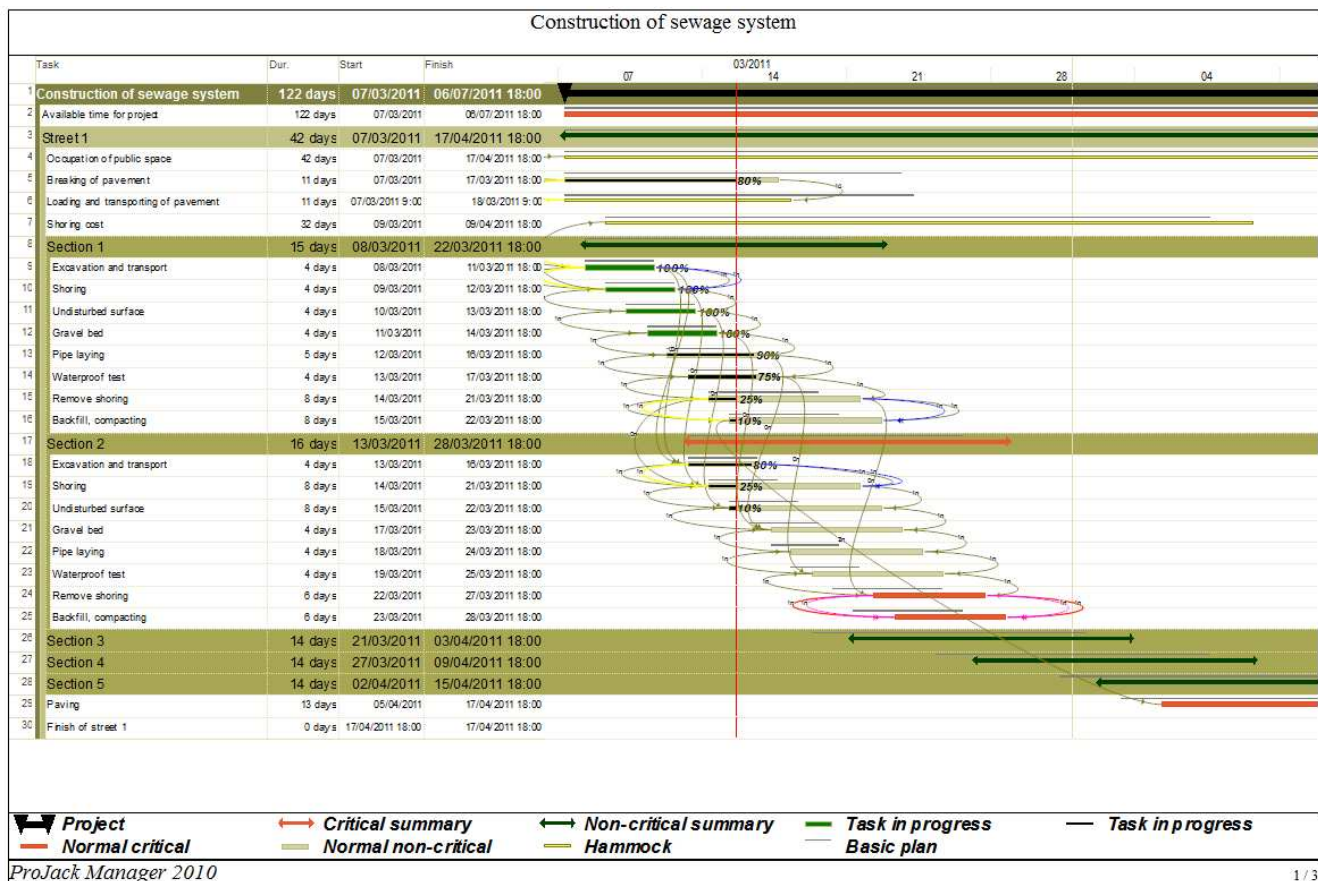


Fig. 1. Updated schedule.

3. System of Evaluation Lines

Owing to the development of the project planning tools, more and more data related to the activities can be managed. Reviewing and comprehending these is a very time-consuming task that requires close attention. When creating the system of evaluation lines, the Gantt chart and the method of progress lines served as a basis to work out a system that is fitted for the display of project data. Evaluation lines are applied to show the connection between the time and cost data of activities. An evaluation line is basically a polyline that should be read from top to bottom and is broken at each task (Hajdu, 2010).

The system of evaluation lines can be used for the analysis of the time and cost data of our projects both in the planning and in the realization phases.

The development of the system is in progress. The evaluation lines have been put into two categories: information serving to analyze time-type and cost-type data. Regarding the fact that current project planning programs have certain functions that can be used for the analysis of the time-type data, the examples below are such that can be demonstrated in network view by the already existing tools. Obviously, in order for the system to work properly, the programs should be developed. However, the functions necessary for examining cost-type data cannot be found in the project planning applications that we know of. Consequently, certain improvements are required in this field as well. As a result, when making the examples below, first

the data was copied from the Gantt chart into a spreadsheet application and the diagrams necessary for the evaluation lines were created by that.

In the following chapters, the activity data needed for the demonstration of the application of the system will be introduced, and then the actual use will be shown through some examples.

4. Activity Data

4.1. Management of Time-type Data

Many conclusions can be drawn about the project from the time data calculated during scheduling. In the course of our work, the following time-type pieces of information were used:

- start and finish: the date of the scheduled start and finish of the activities;
- early start and early finish: the date of the earliest possible start and finish of activities, if the project duration cannot change;
- late start and late finish: the date of the latest possible start and finish of the activities, if the project duration cannot change;
- updated start and finish: the date of the actual start and finish of the tasks that have been finished or are in progress;
- date of update: the date of the survey of the activities;

- date of percent of completion: the date of the state according to the current percent of completion based on the activity's percent of completion and the date of update;
- date data of baseline plan: date data valid at an earlier plan version.

4.2. Management of Cost-type Data

Based on the cost and completion data, conclusions can be drawn concerning the cost-effectiveness of the project. In the course of our work, the following cost-type pieces of information were used (Kovalcsik, 2007):

- cost of own resources: the actual cost of the activity;
- contract price of activity: the price for which the activity is undertaken;
- BCWS – Budgeted Cost of Work Scheduled: the cost of the activity according to the plan for a given period of time;
- BCWP – Budgeted Cost of Work Performed: the cost of the activity according to the plan based on the given percent of completion at a given date;
- ACWP – Actual Cost of Work Performed: the sum actually spent on the activity until a given date;
- EAC – Estimate at Completion: the expected cost of the activity based on the given intensity.

5. Application of Evaluation Lines

5.1. Evaluation of Time-type Data

Based on the above-mentioned time-type data, different conclusions can be drawn during their analysis in distinct

phases of the project. When creating the system of evaluation lines, three main categories were defined for the analysis of the time-type data:

1. showing the shortcomings of planning,
2. reports based on survey data,
3. showing the differences between plan versions.

5.1.1. Showing the Shortcomings of Planning

The shortcomings of planning are usually due to the fact that an insufficient number of or inadequate types of logical dependencies have been defined. Conclusions can be drawn based on the investigation of the scheduled, early and late dates. Two evaluation lines have been defined in Figure 2:

- the green one marks the early finish of the activities,
- the red one connects the late finish of the activities.

With the help of these lines, we can see when the individual tasks can be performed within the given project duration.

Too great difference between the early and late finishes can indicate inadequate planning. Figure 2 shows that most of the tasks can be performed almost anytime within the project duration. In cases like this, it is worth investigating the logical dependencies between those activities and their successors. In order to correct the mistakes, additional relationships are defined between certain tasks. Figure 3 shows the result of this action; the late finishes of the activities are closer to the early finishes. It can be concluded now based on the evaluation lines that there are not any shortcomings of planning resulting from an insufficient number of task dependencies.

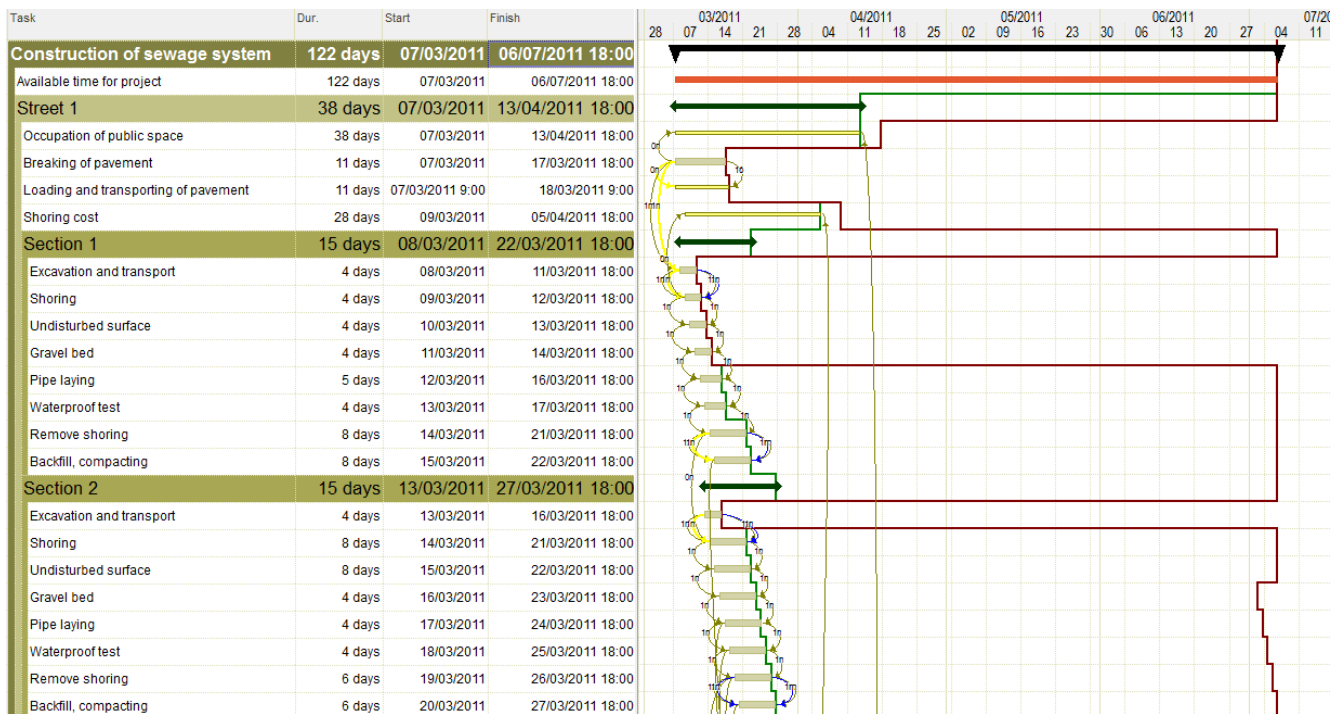


Fig. 2. Early and late finishes.

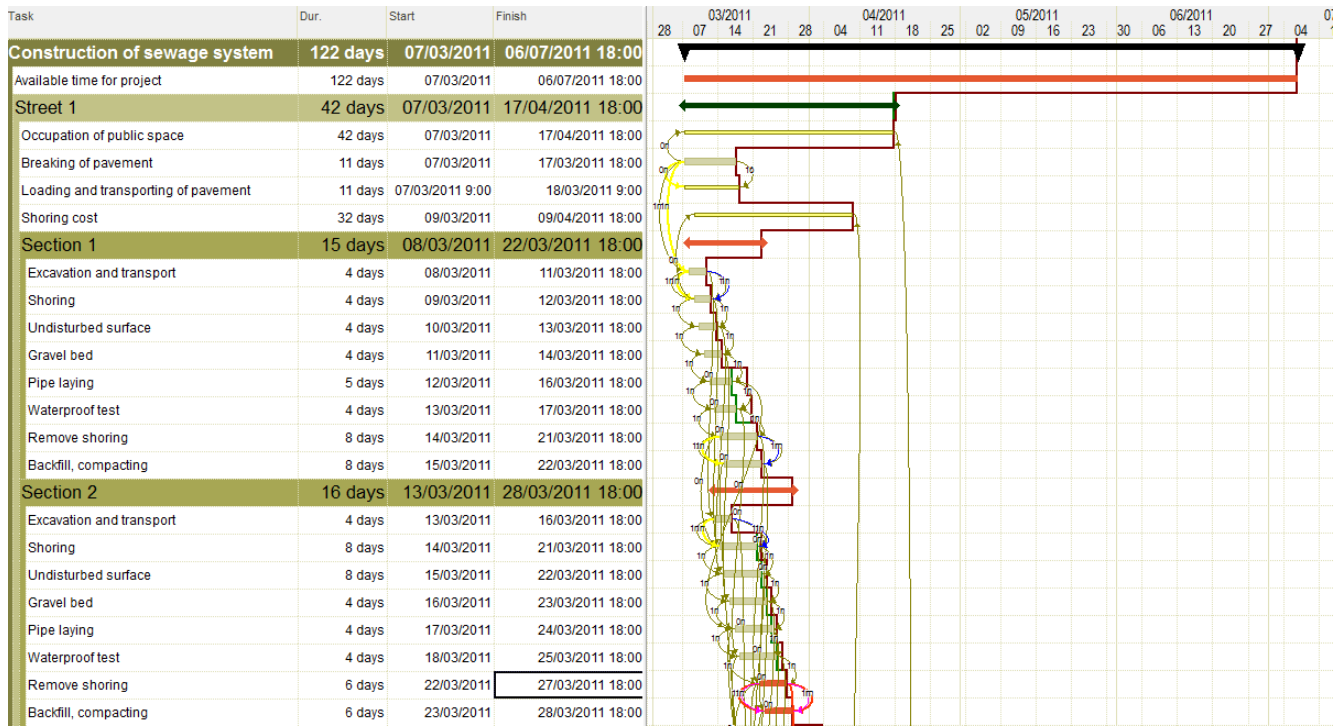


Fig. 3. Early and late finishes after modifications.

5.1.2. Reports Based on Survey Data

When making a survey, an actual picture of the project can be obtained contrasting to the schedule. It is expedient to examine how each task is progressing in comparison with what was scheduled before. Two evaluation lines have been defined in Figure 4:

- the green one marks the date of updating,
- the red one connects the date of percent of completion.

With the help of these two data, we are able to determine which activities are ahead of schedule and which one are lagging behind:

- if the date of the percent of completion is to the right of the date of update, the percent of completion is greater than scheduled; the task is ahead of schedule;
- if it is to the left, the percent of completion is less than scheduled; the task is lagging.

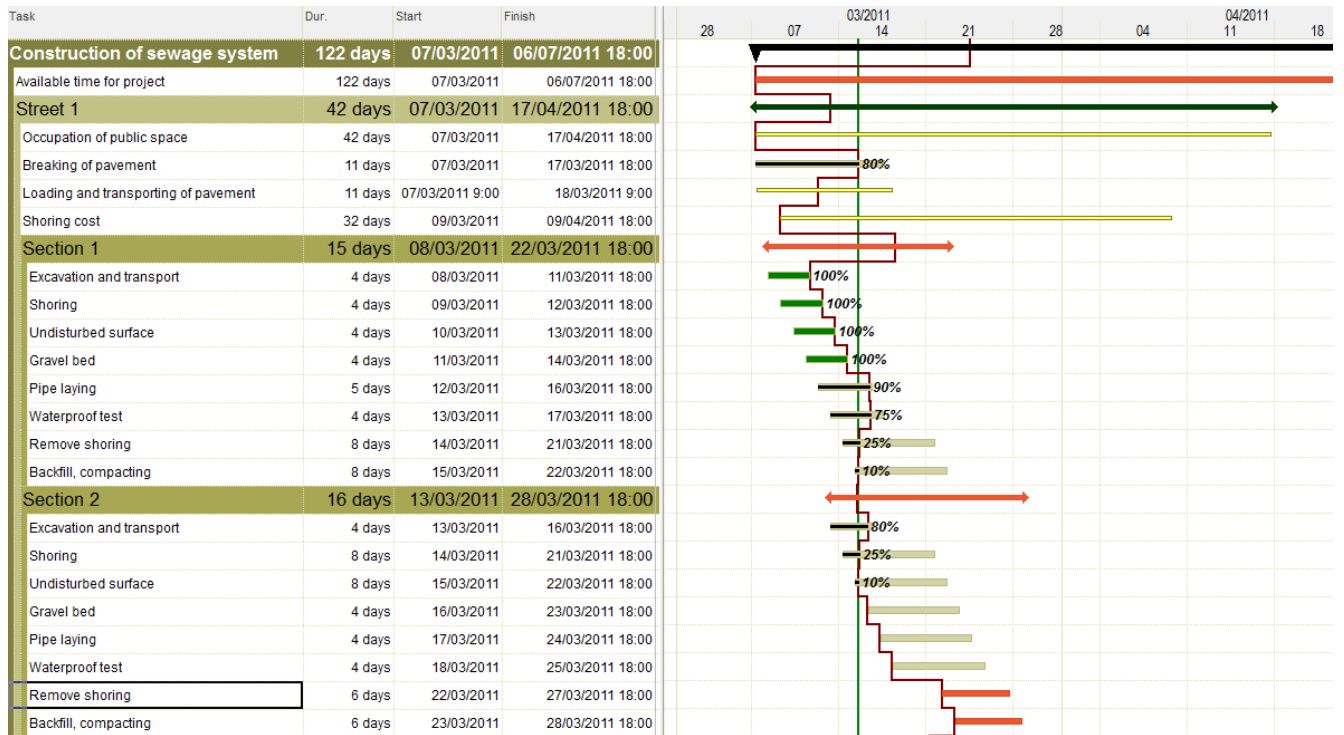


Fig. 4. Date of update and percent of completion.

5.1.3. Showing the Differences between Plan Versions

In the lifetime of the project, many plan versions are produced. After the project plan is approved, it is worth saving the initial state as a so-called baseline plan. Moreover, it is wise to create another baseline plan, which will store the data of the actual state, after every update or before every plan modification. Therefore the difference between the plan versions can be shown in every phase of the project. The two evaluation lines defined in Figure 5 show these differences:

- the original starts (according to the baseline plan) are marked by the continuous green line, the finishes by the dashed green one;
- the starts that have been modified after the update are connected by a continuous, the finishes by a dashed red line.

By displaying the data of the baseline and the actual plan, we can demonstrate how the actual plan is doing in contrast with the original version. In case of those activities where the actual finish is after the baseline finish, we can state that there is a delay compared to the baseline plan.

5.2. Evaluation of Cost-type Data

By the investigation of the cost-type data mentioned in the previous chapter, the analysis of the differences between them is meant. Similar to the time-type data, the data that should be analyzed can be put into three groups:

1. showing the connection between the budgeted costs of activities
2. cost analysis based on survey data
3. showing the differences in cost between the plan versions.

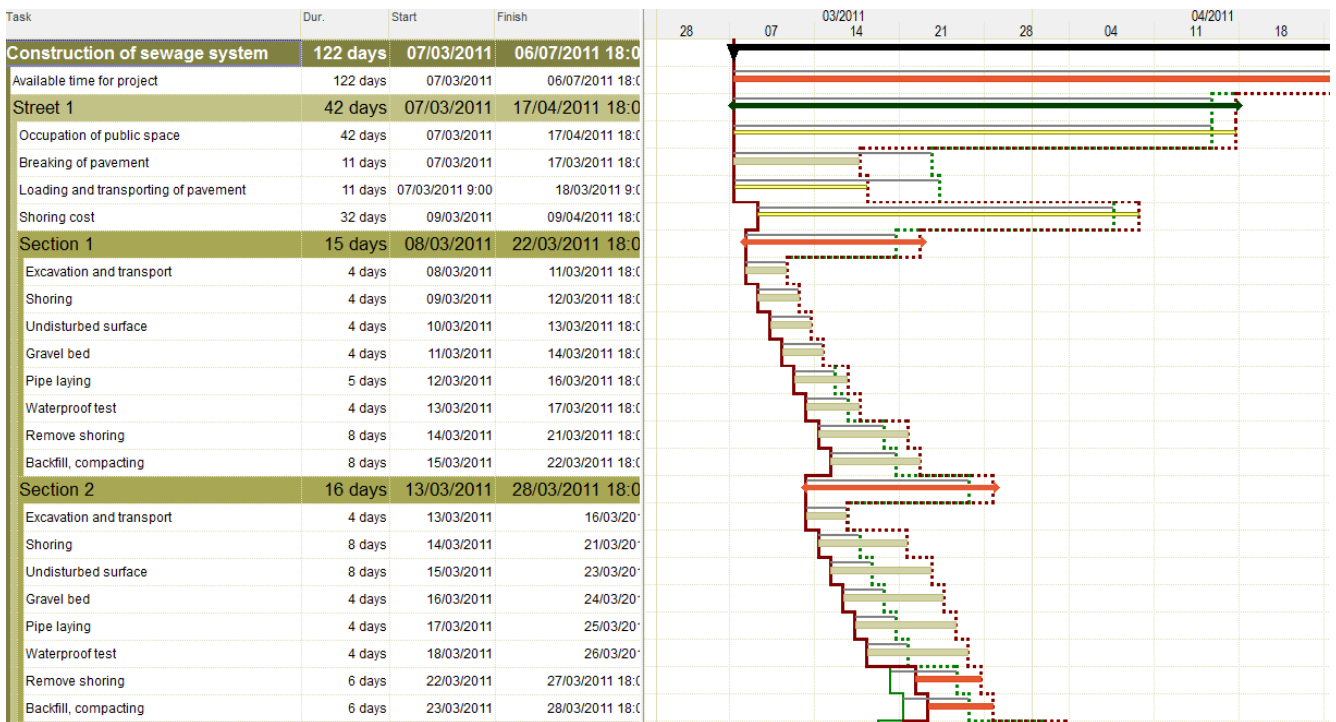


Fig. 5. Baseline and updated data.

5.2.1. Showing the Connection between the Budgeted Costs of Activities

When creating the project plan, more than one cost feature could be assigned to every task. Countless evaluation line can be defined to analyze these data together or one by one. Maybe the most important cost analysis can be seen in Figure 6. A two-colored evaluation line is defined for the analysis of the margins calculated based on the cost of the own resources and the contracted prices. Green marks the values to the right of the project margin (dashed blue line), and red the ones to the left. This way, we can easily see how the margin of each task relates to the project margin.

In order to get a fuller picture, the actual margin values are also displayed in addition to the margin percentages necessary for the evaluation line.

5.2.2. Cost Analysis Based on Survey Data

The updated schedule could generally be analyzed based on the budgeted costs of the original schedule (BCWS), on the budgeted costs calculated based on the given percent of completion (BCWP) and on the actual cost belonging to the given percent of completion (ACWP). The four most important variance indices are (Kovalcsik, 2007):

1. Cost variance (CV) shows the difference between the actual (ACWP) and the expected (BCWP) cost that belong to the given percent of completion.

$$CV = ACWP - BCWP \tag{1}$$

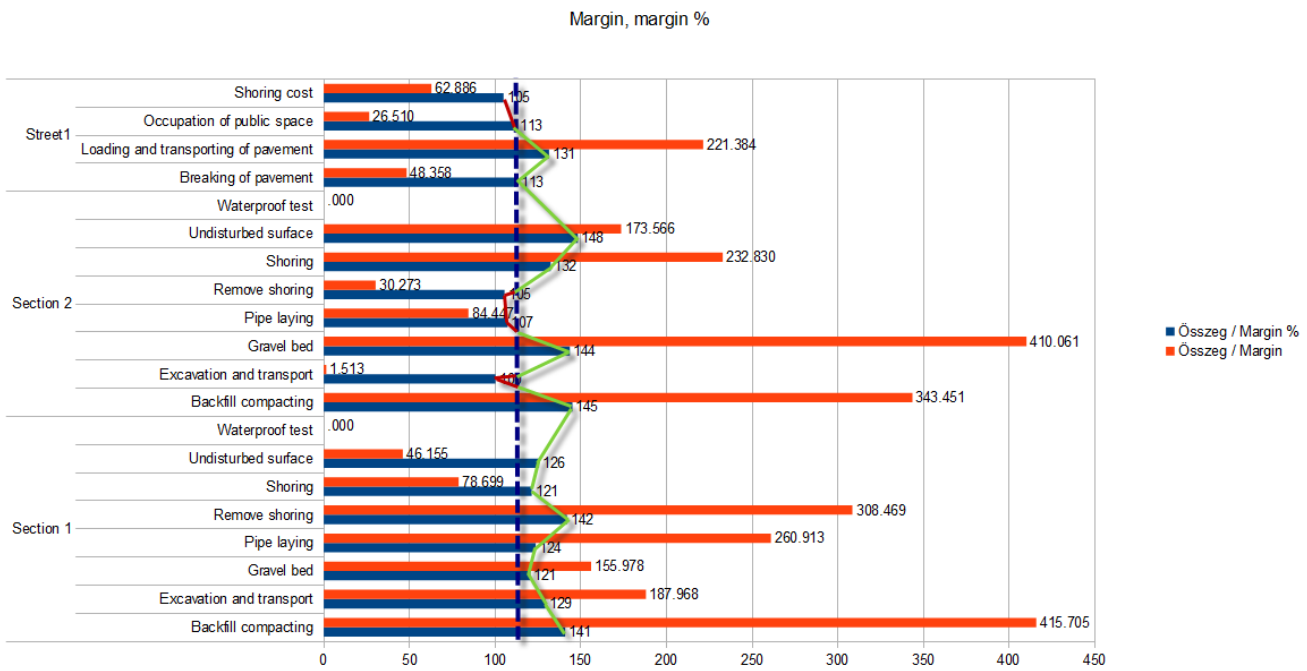


Fig. 6. Margins.

If the difference is a negative value, the actual cost is less than the budgeted, which means that money has been saved. Otherwise, in case of a positive CV, cost overrun has occurred.

2. Schedule variance (SV) shows the difference between the expected costs of the work actually completed (BCWP) and scheduled (BCWS).

$$SV = BCWP - BCWS \quad (2)$$

If the difference is a negative value, the actual percent of completion is less than scheduled, meaning that the task will probably finish later than scheduled. While in case of a positive SV value, earlier finish can be anticipated.

3. Actual Performance Index (API) shows the proportion of the actual (ACWP) and budgeted (BCWS) cost of an activity at a given date in percentages.

$$API = \frac{ACWP}{BCWS} \cdot 100\% \quad (3)$$

If API is greater than 100%, that means that the actual cost is higher than the expected based on the percent of completion, cost overrun can be anticipated. If the value is less than 100%, cost saving can be forecast.

4. Cost Performance Index (CPI) shows the proportion

of the expected (BCWP) and actual cost (ACWP) of an activity at a given date in percentages.

$$CPI = \frac{BCWP}{ACWP} \cdot 100\% \quad (4)$$

If CPI is less than 100%, that means that actual cost is higher than it was scheduled until a given date, cost overrun can be predicted. If the value is more than 100%, cost saving can be anticipated concerning the given task.

The evaluation line defined based on the cost variance (CV) is displayed in Figure 7. It is marked with green in case of activities where the value is positive and red where it is negative.

5.2.3. Showing the Differences in Cost between Plan Versions

Similarly to the evaluation lines that can be defined in order to show the difference between the distinct plan versions based on the time-type data, we can draw lines to illustrate the changes with respect to the costs. By using these evaluation lines, we are able to draw conclusions about the cost factors of each plan version.

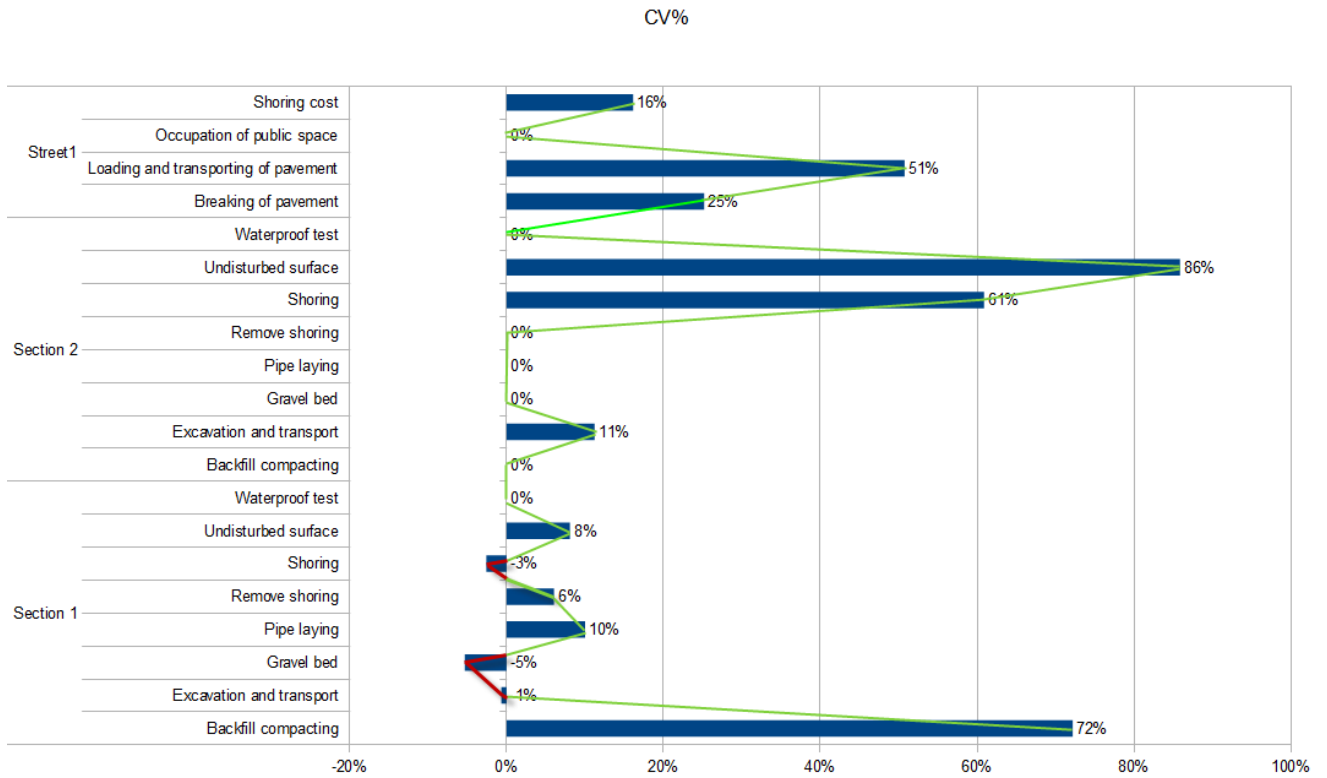


Fig. 7. CV%.

6. Conclusion

In the course of our work, our aim has always been to create a system that makes the full-scale visual display of project data possible. Dozens of evaluation lines in many categories can be defined during the lifetime of the project. They allow us to plan and analyze the data quickly and effectively.

References

- Hajdu M. (2010). Projekttervek vizualizációja. *Építésmenedzsment és technológia konferencia*, 2010.
 Kovalcsik G. (2007). MS Project 2007. *Computer Books*, 2010.

INTEGRACJA PROJEKTOWANIA I KOSZTORYSOWANIA NA PLATFORMIE BIM

Andrzej TOMANA*

Datacomp Sp. z o.o., ul. Grzegórzecka 79, 31-559 Kraków

Streszczenie: W pracy przedstawiono koncepcję integracji systemów CAD i kosztorysowania z wykorzystaniem technologii BIM na tle projektowania wielowymiarowego. Omówiono problemy związane z wymianą modeli wirtualnych pomiędzy różnymi systemami CAD poprzez format IFC. Omówiono dwie drogi kalkulacji kosztów z wykorzystaniem technologii BIM – kalkulację szacunkową i szczegółową. Opisano system ZuziaBIM służący do kosztorysowania, w którym zautomatyzowano proces przedmiarowania na podstawie danych uzyskanych bezpośrednio z modeli wirtualnych budowli, opracowanych w ramach współpracy różnych branż projektowych. W pracy zamieszczono przykład ilustrujący kalkulację szczegółową.

Słowa kluczowe: systemy CAD, projektowanie 4D, 5D, MD, BIM, model wirtualny budowli.

1. Wstęp

Rozwijana od kilku lat koncepcja BIM (*Building Information Modeling*) stanowi największą technologiczną innowację ostatniej dekady, nie tylko w projektowaniu, ale w całym budowlanym procesie inwestycyjnym (Eastman i in., 2008). Porównywalną choć mniejszej miary innowacją, było przejście z kreślenia w systemach 2D na projektowanie bryłowe w 3D. W niniejszym referacie omówiono efekty pracy zespołu opracowującego system wspomagający kalkulację kosztów na podstawie danych BIM opisujących wirtualny model budowli.

W praktyce do wymiany modeli wirtualnych pomiędzy systemami CAD różnych branż służy format IFC opracowany specjalnie dla potrzeb technologii BIM. Z założenia ma on przekazywać wszystkie dane o budowli tworzone przez architekta, modyfikowane lub uzupełniane przez inne branże, ale może być wykorzystany także w działaniach nie zaliczanych dotąd do projektowania jak kalkulacja kosztów. Proces automatyzacji kalkulacji kosztów napotykał dotąd na przeszkody między innymi związane z obliczaniem przedmiarów. Próby komputerowego wspomaganie przedmiarowania dla dokumentacji 2D (oczywiście w formie elektronicznej) były podejmowane już wcześniej (Moryc, 2011), ale nie można tu mówić o pełnej automatyzacji sporządzania przedmiaru. Technologia BIM otwiera taką możliwość dzięki temu, że wszystkie elementy budowli zarówno

strukturalne jak i wykończenia mogą być uwzględnione w kalkulacji, w postaci danych przedmiarowych, materiałowych i technologicznych. Dzięki automatyzowaniu i skróceniu drogi „projekt-kosztorys” (a następnie „harmonogram”) można mówić o efektywnym wyborze wariantów projektu według kryterium ekonomicznego. Podejście prezentowane w niniejszej pracy nie jest oryginalne; podobną drogą idą – jak się wydaje – autorzy systemu Vico Software (2008) i D-Profiler (Lachmi, 2008), ale też jest to naturalna droga wynikająca z technologii BIM.

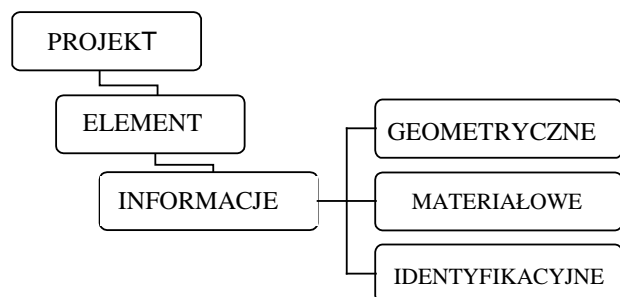
Trzeba zauważyć, że możliwość automatyzacji procesu kalkulacji jest bardzo atrakcyjna dla inwestora. Połączenie z innymi zaletami technologii BIM takimi jak poprawa organizacji pracy projektantów i lepsza jakość dokumentacji sprawia, że bywa ona określana często jako „technologia dla inwestorów”. I rzeczywiście, okazało się, że w krajach gdzie jest ona od kilku lat w użyciu, inwestorzy są głównym promotorem technologii BIM. W Polsce mimo dostępności systemów wyposażonych w BIM, stosowanie tej technologii jest szczątkowe, zarówno ze względu na jej nikłą znajomość w środowisku projektantów jak i inwestorów.

2. Wymiana modeli wirtualnych pomiędzy systemami inżynierskimi

Wymiana danych pomiędzy systemami różnych branż na platformie BIM polega de facto na wymianie modeli

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.tomana@datacomo.com.pl

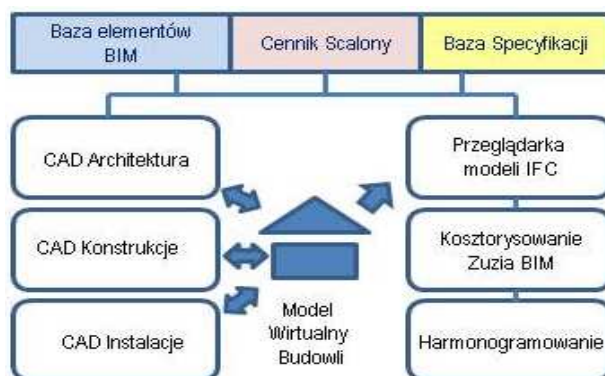
traktowanych jako zespół danych geometrycznych, materiałowych i wielu innych, zgodnie z technologią BIM. W tym celu w ramach organizacji BSA (*Building Smart Alliance*) opracowano otwarty i ogólnodostępny format IFC (*Industry Foundation Class*), który obecnie aspiruje do standardu ISO i będzie dostępny jako ISO 16739. Ma on służyć do wymiany pełni danych o modelu budowlany. Format IFC ma budowę hierarchiczną – od projektu, poprzez obiekty określone przez projektanta i elementy, dla których podane są dane szczegółowe (rys. 1). Wspomniane „obiekty” zostają określone przez projektanta i powinny odzwierciedlać strukturę budowlany, na przykład podział na kondygnacje, segmenty i tym podobne charakterystyczne części budowlany co ułatwia identyfikację elementów i korzystanie z dokumentacji. W praktyce bywa bardzo różnie; niejednokrotnie do danej kondygnacji projektant zalicza na przykład ściany kondygnacji sąsiedniej lub wprowadza mylne określenia, które zostaną przeniesione do pliku IFC. Z naszego doświadczenia jako twórcy przeglądarki interpretującej format IFC wynika także, że systemy CAD często błędnie obliczają niektóre dane, np. powierzchnie lub objętości. Powoduje to konieczność weryfikowania i obliczania tych wielkości niezależnie od wartości zapisanych w IFC przez systemy CAD. Przykładową postać takiego pliku pokazano na rysunku 2. Format IFC jest ciągle rozwijany i udoskonalany, obecnie dostępna jest wersja IFC 2x3 z 2007 roku, a do testów udostępniona jest wersja IFC 2x4 z roku 2010. Organizacja BSA skupia wszystkich liczących się producentów oprogramowania, a do najaktywniejszych firm należą Graphisoft, producent Archicada dla architektów i DDS, producent systemu DDS-CAD dla instalatorów.



Rys. 1. Struktura formatu IFC

3. Integracja branż na platformie BIM

Dzięki wymianie danych poprzez format IFC, pomiędzy różnymi systemami wyposażonymi w BIM istnieje możliwość integracji działań wszystkich uczestników przedsięwzięcia budowlanego. Rysunek 3 ilustruje jak ta współpraca jest realizowana w warstwie technicznej pomiędzy branżami projektowymi i kosztorysantami. Istotną rolę w tych działaniach odgrywa wirtualny model budowlany. Model ten jest podstawą wszystkich działań projektowych – ten sam model jest wykorzystywany przez architektów jak instalatorów. Na dowolnym etapie projektu można „przezczytać” model i przeprowadzić na nim obliczenia kosztów. Dotyczy to tzw. stanu zerowego, jak i wykończenia i wyposażenia. Integracja w warstwie technicznej jest stosunkowo prosta; bardziej złożona jest w warstwie organizacyjnej i prawnej gdzie wpływ tzw. czynnika ludzkiego jest dominujący. Chodzi o takie zmiany organizacyjne, w których wszyscy wykonawcy projektu stanowią jeden zespół (Integrated Project Delivery, 2007). Towarzyszą temu odpowiednie rozwiązania prawne, umowy autorskie etc. Współpracę w warstwie organizacyjnej można także wspomagać odpowiednim oprogramowaniem, które zapewnia zhierarchizowany dostęp do dokumentacji projektowej, powiadamiania o zmianach itp., a przy realizacji zarządza dostępem do dokumentacji i monitoruje przebieg jej wykonania. Także po wykonaniu budowlany, w fazie jej eksploatacji można efektywnie wykorzystać wirtualny model budowlany w systemach zarządzania nieruchomościami, remontami i przebudowami aż do jej likwidacji.



Rys. 3. Integracja systemów projektowania – schemat ogólny

Lp.	Nr	Ifc typ	Nazwa Logic	Wart.	Gr.	Di.	Szer.	Wys.	Pow.	Obj.
1	5	IfcProject	'Projekt'							
2	64	IfcSite	'Lokalizacja'							
3	77	IfcBuilding	'PROJEKT'							
4		DC_Drzwi								
5		DC_Okna								
16	5190	IfcBuildingStorey	'1. Poziom 0 (+3670mm)'							
17		DC_Drzwi								
18		DC_Okna								
19	5468	IfcWallStandardCase	'ŚCIANA ZEW'							
20	5258	DCMaterialMode	'Tynk'		5,00					
21	5291	DCMaterialMode	'Cegła zwykła'		120,00					
22	5401	DCMaterialMode	'Styropian'		50,00					
23	5447	DCMaterialMode	'Bloczki betonowe'		240,00					
24	5449	DCMaterialMode	'Tynk'		15,00					
25		DC_Archetyp								
26	5611	IfcPropertySet	'Graphisoft AC140 WALL'							
27	5606	IfcComplexProperty	'WALL'						'ArchiCAD'	
28	5634	IfcElementQuantity	'Branża'							
29	5618	IfcQuantityLength	'Width'	430,						
30	5620	IfcQuantityLength	'Height'	3 670,						
31	5622	IfcQuantityLength	'Length'	7 372,6896						
32	5624	IfcQuantityArea	'GrossSideArea'	27,057771						
33	5626	IfcQuantityArea	'NetSideArea'	27,057771						
34	5628	IfcQuantityVolume	'GrossVolume'	11,292013						

Rys. 2. Fragment pliku IFC, widoczna struktura hierarchiczna

4. Projektowanie 2D, 3D, 4D, ... MD

Projektowanie wspomagane komputerowo powieleało początkowo tradycyjne metody pracy przy desce kreślarskiej. Przestrzenny model konstrukcji wykreowany w wyobraźni projektanta był przedstawiany w postaci projekcji płaskich rysunków. Kolejny krok w ewolucji systemów CAD był związany z posługiwaniem się w projektowaniu przestrzennym modelem geometrycznym 3D i wizualizacją wszystkich działań na tym modelu. Uwzględnienie dodatkowych parametrów w projektowaniu takich jak koszt realizacji, koszt eksploatacji, czas realizacji inwestycji i inne, sprawiają że przestrzeń projektowania staje się wielowymiarowa; stąd mowa o projektowaniu wielowymiarowym – MD (*Multi Dimensional*). Koszt, ze względu na jego wagę w praktyce, jest głównym parametrem niegeometrycznym co uzasadnia potrzebę zajęcia się nim w pierwszej kolejności.

5. Kalkulacja kosztów – dwie drogi

Projektowanie w technologii BIM polega na korzystaniu z biblioteki elementów strukturalnych o zdefiniowanych wcześniej parametrach geometrycznych i materiałowych. Jest oczywiście możliwość wprowadzenia do projektu unikalnych elementów, ale pierwsze ich użycie wymaga większego nakładu pracy. Pierwsza metoda kalkulacji to droga szybkiej wyceny szacunkowej. Polega ona na wykorzystaniu cennika scalonego skojarzonego z biblioteką elementów BIM. Ceny scalone uwzględniają średnie koszty materiałów, robocizny i sprzętu. Znakając ilości robót i ceny scalone można łatwo i szybko wyznaczyć szacunkowy koszt budowy, w zasadzie bez korzystania z systemów kosztorysowych. Druga droga odpowiada kalkulacji szczegółowej; automatyzacji podlega jedynie sporządzenie przedmiaru, zaś dalsze kroki wykonywane są w systemie kosztorysowym.

Pierwsza droga może być bardzo pożyteczna w przypadku szybkiej wyceny szacunkowej na dowolnym etapie projektu i nie wymaga znajomości kosztorysowania przez projektantów. Do zautomatyzowania tej drogi producenci oprogramowania muszą wykonać pewne czynności wstępne, m.in. obliczyć ceny scalone odpowiadające elementom biblioteki BIM. Dla zapewnienia zgodności pomiędzy elementami biblioteki elementów BIM, cennika czy zbioru specyfikacji należy posłużyć się systemem klasyfikacji. Większość znanych systemów CAD o zasięgu globalnym używa klasyfikacji OmniClass (OmniClass, 2006) opracowanej początkowo w Stanach Zjednoczonych i Kanadzie, a później także w wielu innych krajach. Klasyfikacja OmniClass wykorzystuje znane i wykorzystywane wcześniej standardy dla różnych potrzeb budownictwa takie jak MasterFormat, Uniclass, UniFormat, EPIC i ASTM. Systemy klasyfikacji opracowane w Polsce służyły potrzebom GUS i nie nadają się do zastosowań o jakich mowa w niniejszym artykule. Jak dotąd nie opracowano

polskiej wersji OmniClass, co utrudnia wdrożenie do praktyki systemów szybkiej wyceny szacunkowej.

Aplikacja opisana w niniejszym artykule stanowi realizację drugiej drogi – wyceny szczegółowej. Jej istotą, a w każdym razie największym atutem jest możliwość korzystania z przedmiarów pobranych bezpośrednio z modelu (pliku IFC), bądź dodatkowo doliczonych jeśli są niezbędne do kosztorysowania. Stopień szczegółowości przedmiaru jest kontrolowany przez użytkownika i dostosowany do potrzeb kosztorysu. Mając przedmiar oraz opis elementu wprowadzony na etapie projektu z gotowej biblioteki lub indywidualnie, można wybrać jedną z możliwości:

- przyjąć cenę „z ręki”,
- znaleźć odpowiednik w cenniku scalonym i posłużyć się tą ceną,
- możemy wreszcie w oparciu o zasoby systemu kosztorysowego (KNR-y, cenniki) dokonać wyceny szczegółowej.

Lista elementów projektowych zostaje utworzona automatycznie jako pozycje w systemie kosztorysowym, gotowa do wyceny. Rezultatem obliczeń jest cena jednostkowa elementu danego typu. Wszystkie elementy tego typu zostaną automatycznie wycenione na podstawie skalkulowanej ceny jednostkowej i przedmiarów pobranych z pliku IFC.

6. Opis aplikacji Zuzia BIM

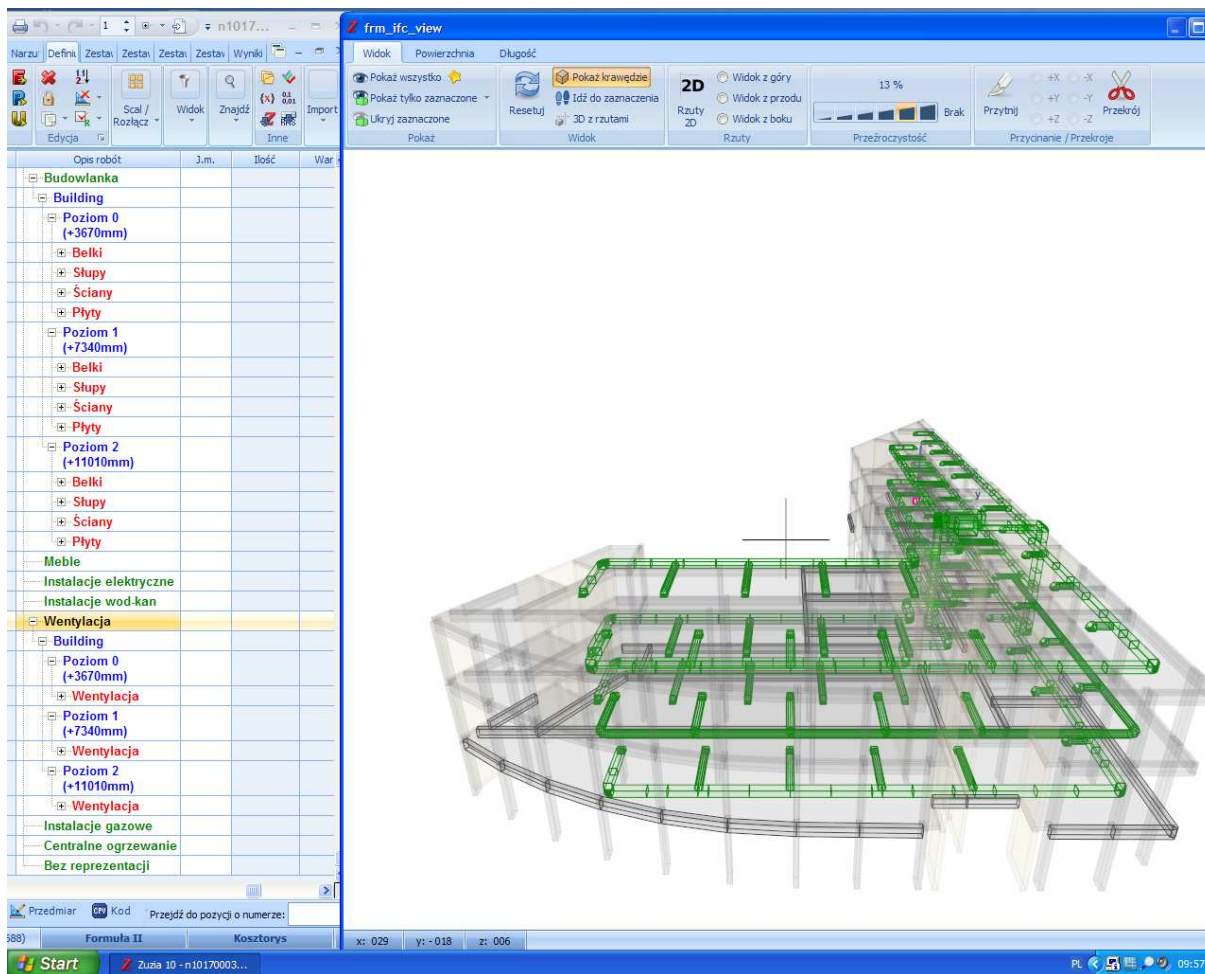
Jak wspomniano, Zuzia BIM jest aplikacją służącą do kosztorysowania na podstawie przedmiaru wczytanego bezpośrednio z modelu wirtualnego utworzonego w systemie CAD wyposażonym w technologię BIM. Model ten może uwzględniać rezultaty pracy architektów, konstruktorów i instalatorów i powinien być podstawą do sporządzenia kosztorysu wszystkich prac budowlanych i wykończeniowych. Aplikacja składa się z przeglądarki umożliwiającej wczytanie i wizualizację wirtualnego modelu budowli oraz systemu kosztorysowego (rys. 3). System kosztorysowy jest wyposażony we wszystkie potrzebne funkcje wraz z zapleczem w postaci katalogów i cenników. Przeglądarka pozwala wczytać dane modelu zapisanego w formacie IFC i umożliwia jego wizualizację w postaci bryły o ścianach nieprzezroczystych, częściowo przezroczystych aż do postaci tak zwanej drutowej w której widoczne są tylko krawędzie.

Funkcjonalność przeglądarki ZuziaBIM obejmuje (mduł przeglądarki systemu ZuziaBIM o nazwie BIM Vision można pobrać ze strony www.datacomp.com.pl)

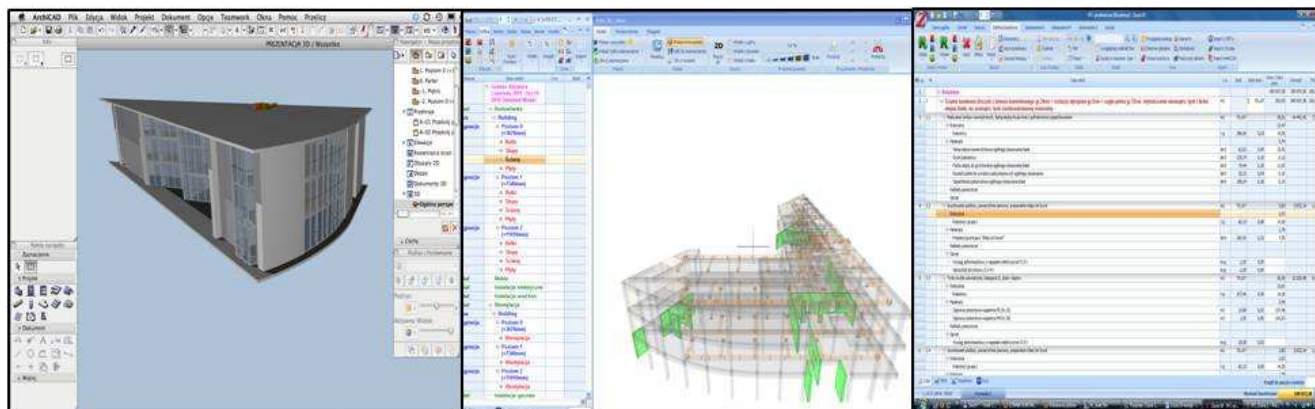
- Czytanie modeli wirtualnych w formacie IFC 2x3,
- Operacje geometryczne – obroty, przesunięcia, zbliżenia,
- Wizualizację ze zmienną przezroczystością,
- Prezentację modelu wraz z drzewkiem strukturalnym zgodnie z opracowanym projektem dla wszystkich branż, z uwzględnieniem rodzajów instalacji,
- Prezentację wybranych elementów drzewka,
- Odcięcie części modelu,
- Odrzucenie wybranych elementów modelu,

- Obliczenie przedmiarów elementów,
 - Transfer przedmiarów do systemu kosztorysowego.
- Projektanci na etapie projektowania wprowadzają określoną strukturę w budowni i decydują jakie elementy należą do danej kondygnacji, dachu itp. Struktura projektu może być drzewiasta – od całej budowli poprzez grupy elementów (na przykład kondygnacje), podgrupy (na przykład klatka schodowa), aż do elementu (na przykład ścianka wewnętrzna). Dla kontroli działań na etapie analizy danych istnieje możliwość wizualizacji wybranych pozycji kosztorysu poprzez wyróżnienie wybranych elementów modelu (rys. 4). Zaznaczone elementy można

oglądać na tle innych, można je usunąć z modelu bądź pokazać tylko zaznaczone elementy. Można także w zależności od potrzeb dokonać przekrojów modelu, usunąć wskazane elementy, obracać i powiększać. Przeglądarka działa niezależnie od systemu w którym model wirtualny został utworzony. W prezentowanym przykładzie model został utworzony w systemie Archicad, elementy konstrukcji zostały zaprojektowane w systemie Advance, projekt instalacji zostały opracowany w systemie DDS CAD, zaś kosztorys w systemie Zuzia (rys. 5).



Rys. 4. Widok w przeglądarce – wyróżnione elementy instalacji na tle półprzezroczystego modelu



Rys. 5. Od lewej: model w Archicadzie, widok z przeglądarki ZuziaBIM – model ze strukturą i kosztorys

Przeglądarka formatu IFC przenosi strukturę modelu jaką nadali jej projektanci wprost do kosztorysu (rys. 6). Poszczególne elementy modelu stanowią pozycje w kosztorysie systemu Zuzia BIM. Wszystkie elementy BIM tego samego typu stanowią jedną, tzw. pozycję BIM. Dalszy sposób postępowania jest już rutynowy – potrzebne dane pobieramy z Katalogów Nakładów Rzeczowych, cenników lub wpisujemy wprost i otrzymujemy wartość kosztorysową. W zależności od potrzeb można wykonać obliczenia dla tak zwanego stanu zerowego, czy dla określonej części budowli.

7. Wnioski

Na uwagę zasługuje fakt, że dzięki technologii BIM mamy do czynienia z faktyczną integracją wszystkich branż współpracujących przy opracowaniu projektu. Opisana procedura wyceny skraca czas szczegółowej wyceny na podstawie danych pobranych z wirtualnego

modelu budowli. Jest to szczególnie ważne w przypadku modyfikacji modelu kiedy można efektywnie wykorzystać związek pomiędzy dokonywaną zmianą i jej kosztem.

Wspomniano już wcześniej, że opisana technologia projektowania z użyciem BIM jest wspierana przez inwestorów z uwagi na jej efektywność, lepszą jakość dokumentacji w porównaniu z techniką klasyczną (bez użycia BIM), możliwość lepszej kontroli kosztów inwestycji, zmniejszenia kosztów projektu szczególnie w przypadku modyfikacji dokonywanych w projekcie. Metoda kalkulacji szczegółowej zrealizowana w obecnej wersji systemu ZuziaBIM wymaga jednak stosunkowo dobrej znajomości zasad kosztorysowania. Obecnie opracowywana jest metoda szybkiej wyceny szacunkowej, która wymaga od użytkownika jedynie znajomości podstaw kosztorysowania i może być stosowana przez projektantów w dowolnej fazie projektu, ale wymaga znacznie wyższego poziomu automatyzacji i nakładu pracy przy tworzeniu systemu informatycznego.

The screenshot shows the Zuzia BIM software interface. The main window displays a cost estimate (kosztorys) with a catalog selection dialog box open. The main window shows a list of construction items (Lp., Nr, Podstawa) and their associated costs. The dialog box 'Wybór pozycji z katalogu' shows a list of catalog items (Katalogi, Rozdziały) with search filters and options to save the catalog database.

Lp.	Nr	Podstawa	Opis	Cena	Wartość	Wart. z narz.
4	1.1.1	Kondygnacja	-2. Poziom 0 (+3670mm)			
7	1.1.2	Kondygnacja	1. Poziom 0 (+3670mm)			
8	1.1.2.1		Ściany			
78	1.1.2.2		Dodatkowe (Proxy)			
208	1.1.2.3		Stupy			
252	1.1.2.4		Belki			
293	1.1.2.5		Ściany osłonowe			
305	1.1.3	Kondygnacja	3. Poziom 1 (+7340mm)			
306	1.1.3.1		Ściany			
331	1.1.3.2		Dodatkowe (Proxy)			
460	1.1.3.3		Stupy			
500	1.1.3.4		Belki			
538	1.1.3.5		Płyty			
565	1.1.4	Kondygnacja	4. Piętro			
566	1.1.4.1		Ściany			
567	1.1.4.1.1		SCIANA ZEW; bloczki z betonu komórkowego gr. 24 cm + izolacja zewnątrz: tynk cienkowarstwowy mineralny			
568	1.1.4.1.2		SCIANA ZEW; bloczki z betonu komórkowego gr. 24 cm + izolacja zewnątrz: tynk cienkowarstwowy mineralny			
569	1.1.4.1.3		SCIANA ZEW; bloczki z betonu komórkowego gr. 24 cm + izolacja syropian gr. 5 cm + cegła pełna gr. 12 cm, wykończenie wewnątrz: tynk i farba olejna biała, na zewnątrz: tynk cienkowarstwowy mineralny	m2	150	
570	1.1.5	Kondygnacja	5. Poziom 2 (+11010mm)			
571	1.1.5.1		Ściany			
596	1.1.5.2		Dodatkowe (Proxy)			
733	1.1.5.3		Stupy			
734	1.1.5.3.1	KNR 20/269/1 (1)	EL- 285	m	3,670	

The dialog box 'Wybór pozycji z katalogu' shows a list of catalog items (Katalogi, Rozdziały) with search filters and options to save the catalog database.

Katalogi	Rozdziały	Opis	Cena	Wartość	Wart. z narz.
KNP	1813	Roboty pomiarowo - kontrolne i regulacyjne przy uruchamianiu zmontowanych maszyn i urządzeń elektrycznych			
KNP	1846	Roboty elektromontażowe słupoprądowe (Dział 46 Wykonanie prób pomontażowych i prac kontrolno-pomiarowych instalacji, urządzeń elektrycznych i piorunochronnych)			
KNP	1901	Budowa telekomunikacyjnych linii kablowych sieci miejscowych			
KNR	10	Zewnętrzne sieci ciepłownicze z rur preizolowanych			
KNR	11	Nakłady na wykonanie nawierzchni z kostki brukowej "Polbruk"			
KNR	12	Układanie płytek z kamieni sztucznych na klej (wydanie III, Warszawa 1997- zgodne z Biuletynem Informacyjnym 8/96 pkt 6. 1.2 i pkt 6. 1.3)			
KNR	13	Instalacje wewnętrzne wodociągowe i kanalizacyjne z tworzyw sztucznych			
KNR	14	Roboty z gipsu i prefabrykatów gipsowych (suplement do KNR 2-02)			
KNR	15	Pokrycia dachowe; uzupełnienia do KNR 2-02 rozdział 05 (Warszawa-Olsztyn 2002, Wyd. IV)			
KNR	16	Roboty muruwe w technologii "YTONG". Uzupełnienie do KNR 2-02 tom I, rozdział 01 (Warszawa 1997, wyd.I)			
KNR	17	System ocieplania ścian zewnętrznych budynków "Ceresit" (Warszawa 1998 r., wyd.1)			
KNR	18	Okladziny ścian zewnętrznych z paneli (uzupełnienie KNR 2-02/26)			
KNR	19	Stalarka - PCV, aluminium (uzupełnienie do KNR 2-02/10, KNR 4-01/09)			
KNR	20	Konstrukcje betonowe i żelbetowe monolityczne w deskowaniu PERI (uzup. KNR 2-02, tom I, rozdz. 02)			
KNR	21	Domy drewniane w technologii kanadyjskiej (uzupełnienie do KNR 2-02, rozdział 03)			
KNR	22	Pokrycia dachowe z papy grzewalnej w technologii DKD (uzupełnienie do KNR 2-02, rozdział n5)			

Rys. 6. Fragment kosztorysu w systemie ZuziaBIM – pozycje zgodne ze strukturą projektu

Literatura

- Eastman Ch., Teicholz P., Sacks R., Liston K. (2008). BIM Handbook – A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers and Contractors *John Wiley&Sons Inc.*, Hoboken, New Jersey.
- Moryc S. (2011). Pakiet Koszt Office. *Informatyka w Budownictwie*, 1/2011.
- Vico Software Integrating Construction. (2008). *Control 2008 User Guide*.
- Lachmi K. (2008). D-Profiler: A "Macro" BIM Solution, *AECbytes Product Review*, 2008.
- OmniClass (2006). A Strategy for Classifying the Built Environment, Introduction and User guide, Edition 1.0, 2006-03-28 Release. *OmniClass*.
- Integrated Project Delivery: A Guide. *The American Institute of Architects & California Council National*, 2007.

INTEGRATION OF DESIGN COSTING USING BIM PLATFORM

Abstract: In the paper the idea of CAD and estimation cost systems were considered where BIM technology in multidimensional design was applied. The exchange between various CAD systems using IFC format were depicted. Two methods of cost calculations were presented – estimated and detailed. The new system ZuziaBIM showed automated process of taking off based on directly imported models from various branch applications. The example of detailed cost calculation was included.

WŁAŚCIWIE PRZYGOTOWANIE PRZEDSIĘWZIĘCIA BUDOWLANEGO GŁÓWNYM CZYNNIKIEM OSIĄGNIĘCIA JEGO SUKCESU

Marek WIRKUS*, Ryszard TRYKOSKO

Wydział Zarządzania i Ekonomii, Politechnika Gdańska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono wyniki analizy czynników sukcesu realizacji wielkiego przedsięwzięcia budowlanego finansowanego ze źródeł publicznych na przykładzie budowy stadionu piłkarskiego w Gdańsku – Letnicy. Przedmiotem analizy była faza przygotowawcza tj. od właściwej inicjacji, którą można datować na przełom 2005 i 2006 roku do podpisania umowy z Generalnym Wykonawcą budowy stadionu. Na tle kolejno realizowanych procesów w przedsięwzięciu, ujętych w wyodrębnionych obszarach tematycznych, zidentyfikowano zdarzenia i czynności według dat ich wystąpienia w fazie przygotowawczej. Jako obszary tematyczne analizowano przygotowanie dokumentacji projektowej i uzyskiwanie kolejnych pozwoleń, przedstawiono zasady przygotowania i realizacji przetargów na wybór wykonawców prac budowlanych. Przedmiotem analizy były również rozwiązania organizacyjne, które zastosowano przy realizacji projektu. W podsumowaniu zestawiono kilka wytycznych dla przyszłych zarządzających tego typu projektami, tak aby zakończyły się sukcesem.

Słowa kluczowe: przedsięwzięcie/projekt budowlany, proces budowlany, stadion, sukces projektu.

1. Wprowadzenie

Do oceny osiągnięcia sukcesu w przedsięwzięciu budowlanym, stosuje się te same kryteria, które są stosowane do oceny przebiegu każdego innego projektów. W literaturze (Young, 2006; Wysocki i McGary, 2005), jako podstawowe kryteria przyjmuje się:

- *czas* – wykonanie poszczególnych działań i całego projektu w określonym terminie;
- *koszty* – wykonania poszczególnych działań i całego projektu w ramach określonego budżetu;
- *jakość* – spełnienie założonych wymagań technicznych, użytkowych, estetycznych, związanych z wynikiem końcowym projektu.

W praktyce zaplanowanie, a następnie spełnienie tych wymagań w odniesieniu do określonego projektu stanowi pewne wyzwanie, zwłaszcza w projektach finansowanych ze źródeł publicznych. Powszechną rzeczą jest niedotrzymywanie założonych wielkości, to jest projekty zostają zrealizowane po wyższych kosztach niż planowano, czy też występują opóźnienia, względnie nie są osiągnięte wszystkie parametry jakościowe. Im większe pod względem wielkości i złożoności jest przedsięwzięcie tym większe występują problemy ze spełnieniem oczekiwań publicznego inwestora wyrażonych wyżej wymienionymi kryteriami.

Wielkie przedsięwzięcia budowlane zwłaszcza w obszarze infrastruktury finansowane ze źródeł publicznych są coraz powszechniej realizowane w Polsce. Ich wynikiem są na przykład autostrady i wielkie obiekty drogowe na ich trasie, modernizowane linie kolejowe czy też obiekty o specyficznym przeznaczeniu, do których należą budowane ostatnio w kilku miastach stadiony piłkarskie czy też hale widowiskowo-sportowe. Inwestorami tych obiektów są jednostki państwowe lub samorządowe. Ich finansowanie ze źródeł publicznych wymusza stosowanie ustawy o zamówieniach publicznych, a wielkość i zasadność przeznaczanych środków finansowych, są przedmiotem dyskusji oraz ścisłych kontroli ze strony organów państwowych lub samorządowych. Ponadto tego typu inwestorzy są poddawani z reguły silnym naciskom ze strony swoich wyborców oraz opozycyjnych opcji politycznych, stąd ich oczekują terminowej i taniej realizacji tych projektów. Sprawne przeprowadzenie procesów budowlanych, które spełnią wcześniej wymienione, a często i wzrastające oczekiwania inwestorów, jest zawsze wyzwaniem dla ich wykonawców.

Według szeregu pozycji literaturowych, między innymi Young (2006), Wirkus (2009), istotnym czynnikiem poprawnej realizacji tego typu przedsięwzięć jest właściwe ich zaplanowanie oraz przygotowanie od strony organizacyjno-technicznej w fazie przygoto-

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: marek.wirkus @zie.pg.gda.pl

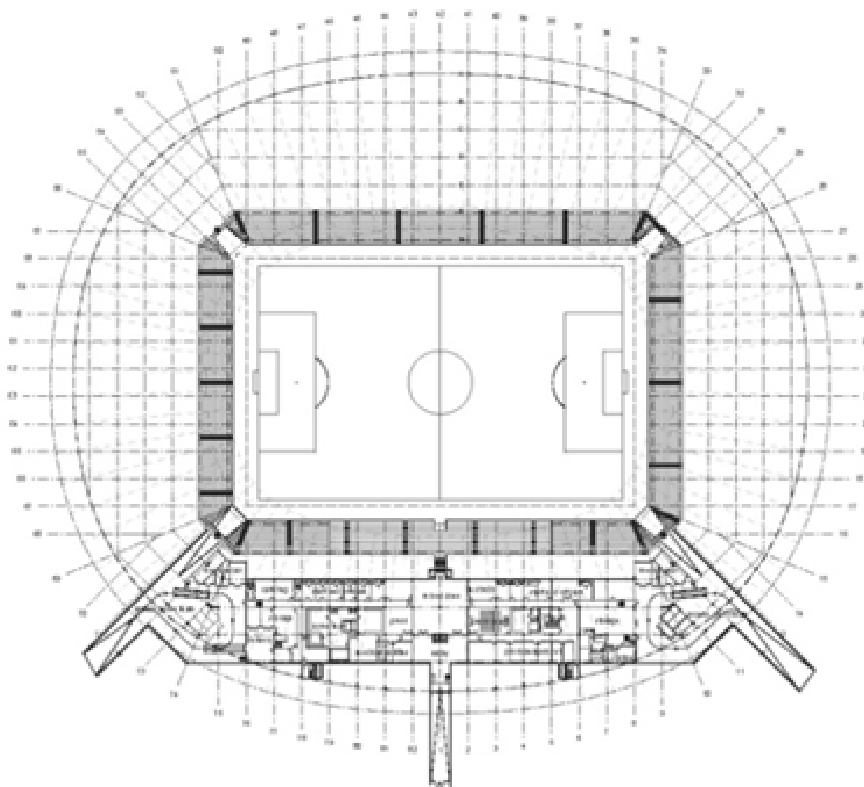
wawczej. Bazując na tym stwierdzeniu w celu identyfikacji czynników sukcesu realizacji tego typu przedsięwzięć przeprowadzono analizę procesów, zdarzeń i czynności przygotowawczych do budowy stadionu w Gdańsku – Letnicy realizowanego w ramach Projektu Arena Bałtycka. Przedmiotem analizy była faza przygotowawcza tj. od inicjacji, którą można datować na przełom 2005 i 2006 roku do podpisania umowy z Generalnym Wykonawcą budowy stadionu, co nastąpiło w kwietniu 2009 r. Analizowane zdarzenia i czynności zestawiono:

- według dat ich wystąpienia;
- według obszarów tematycznych których dotyczyły.
Wyodrębniono następujące obszary tematyczne:
 - a) działania przygotowawcze związane z organizacją samych mistrzostw EURO2012;
 - b) przygotowanie od strony organizacyjnej realizowanego przedsięwzięcia, tj. zasady tworzenia i pracy jednostki organizacyjnej odpowiedzialnej za budowę stadionu;
 - c) zagadnienia finansowanie związane z budową stadionu;
 - d) teren pod budowę stadionu;
 - e) przygotowanie dokumentacji projektowej oraz uzyskanie wymaganych pozwoleń;
 - f) zasady przeprowadzenia przetargów na wybór głównych wykonawców i dostawców.

W skróconej formie analizowane czynności i zdarzenia zestawione według obszarów tematycznych przedstawiono w tabeli 1.

Stadion w Gdańsku – Letnicy będzie obiektem długości 227 m, 194 m szerokości i 45 m wysokości. Projekt koncepcyjny stadionu w Gdańsku w rzucie z góry na poziomie -1 przedstawiono na rysunku 1. Bryła stadionu nawiązywać będzie do bryły bursztynu. Dach będą podtrzymywać 82 stalowe przęsła, każde o wadze 66 ton. Płyty zadaszenia będą wykonane z poliwęglanu w 6 odcieniach bursztynu. Projekt koncepcyjny bryły stadionu w Gdańsku przedstawiono na rysunku 2. Na płytę boiska będzie można przedostać się 4 tunelami. Na stadionie będą 22 klatki schodowe i 7 wind. Będzie miał 7 poziomów nadziemnych i jeden podziemny. Z ogólnej liczby 44 tysięcy widzów, którzy będą mogli oglądać mecze, 1500 miejsc przewidziano dla VIP-ów. Deszczówka zbierana będzie do zbiornika o pojemności dwóch i pół tysiąca metrów sześciennych. Podlewana będzie nią murawa stadionu, woda ta ma też zasilać toalety. Według projektu parkingi przy stadionie będą mogły pomieścić 1800 aut osobowych, 160 autokarów bądź ciężarówek. Długość żywopłotów na parkingu wynosić będzie 1,6 km – planuje się posadzenie 216 drzew takich jak klon, jawor, olsza czarna, brzoza omszona, grab pospolity, jesion wyniosły, czy ambrowiec amerykański.

Oświetlenie płyty boiska będzie mieć poziom 2000 luxów, a odległość linii autowej od pierwszego rzędu trybun wahać się będzie od 6 do 10 metrów. Całkowity czas ewakuacji widzów z trybun ma wynosić 8 minut.



Rys. 1. Projekt koncepcyjny stadionu w Gdańsku w rzucie z góry, poziom -1 (źródło: www.bieg2012.pl)

Tab. 1. Czynności i zdarzenia w podziale na obszary tematyczne, które wystąpiły w fazie przygotowawczej budowy stadionu w dzielnicy Gdańsk –Letnica

	Działania przygotowawcze do EURO2012	Strona organizacyjna przedsięwzięcia	Teren pod budowę stadionu	Dokumentacja projektowa i pozwolenia	Przetargi na wykonanie prac budowlanych
2005 – 2006	7 września 2005 r. – PZPN zatwierdza Gdańsk jako miastogospodarz 24 kwietnia 2006 r. – UEFA potwierdza stan przygotowań Gdańska 17 kwietnia 2007 r. - UEFA ogłasza wybór Polski i Ukrainy na gospodarza EURO			Grudzień 2005 r. –zaproszenie trzech firm do złożenia oferty w zakresie wykonania projektu stadionu. 7 lutego 2006 r. – podpisanie umowy z firmą na wykonanie koncepcji urbanistyczno - architektonicznej stadionu na 44 tys. miejsc siedzących	
II kw. 2007		24 maja powołanie Pełnomocnika Prez. M. Gdańska ds. stadionu			
III kw. 2007				31 maja – uchwała o sporządzeniu miejscowego planu zagospodarowania dzielnicy Gdańsk –Letnica,	
IV kw. 2007		23 października - powołanie Biura Inwestycji Euro Gdańsk 2012 Sp. z o.o. (BIEG2012)	30 listopada - rozwiązane umowy z dotychczasowym użytkownikiem terenu	Listopad – podpisanie umowy na wykonanie studium wykonalności	
I kw. 2008				28 marca - umowa na wykonanie dokumentacji technicznej stadionu	
II kw. 2008	Kwiecień – określono wysokość finansowania z budżetu państwa budowy stadionu w Gdańsku.		Kwiecień - porządkowanie terenu przeznaczonego pod stadion..	30 kwietnia - złożono projekt koncepcyjny zagospodarowania terenu 12 maja - decyzja o lokalizacji stadionu	Czerwiec – przyjęło harmonogram przetargu na wykonawcę robót ziemnych i melioracyjnych
III kw. 2008		24 lipca - powołanie spółki celowej Gdańskie Inwestycje Komunalne Euro 2012	Lipiec – 19 września - kontynuacja porządkowania terenu pod stadion.	9 lipca - decyzja o środowiskowych uwarunkowaniach budowy 31 lipca – projekt budowlany stadionu 28 sierpnia – decyzja o zatwierdzeniu projektu prac geologicznych 29 sierpnia - pozwolenie wodno – prawne 30 września – projekt wykonawczy prac ziemnych i melioracyjnych 26 września - decyzja o pozwoleniu na budowę	Lipiec –przyjęło harmonogram przetargu na Generalnego Wykonawcę 4 lipca – ogłoszenie przetargu na wyłonienia Generalnego Wykonawcy. 4 wrzesień - zakończenie kwalifikacji wykonawców robót ziemnych
IV kw. 2008		Grudzień - w ramach BIEG2012 powstaje zespół ds. komercjalizacji i marketingu stad.	Grudzień – początek robót ziemnych i melioracyjnych	31– złożono projekt wykonawczy stadionu.	19 listopada -wyłonienie wykonawcy robót ziemnych i melioracyjnych
I kw. 2009					27 stycznia. - zakończenie kwalifikacji na Generalnego Wyk.
II kw. 2009	13 maja – zatwierdzenie przez UEFA wyboru Gdańska jako miasta - gospodarza EURO2012.			12 maja - uzyskanie pozwolenia na budowę wg projektu zamiennego	27 marca - wyłonienie Generalnego Wykonawcy 10 kwietnia -podpisanie umowy z Generalnym Wykon.



Rys. 2. Projekt koncepcyjny bryły stadionu w Gdańsku (źródło: www.bieg2012.pl)

2. Działania przygotowawcze związane z organizacją samych mistrzostw EURO2012

1 grudnia 2004 r. – władze Gdańska zgłosiły do PZPN kandydaturę Gdańska na gospodarza Mistrzostw Europy w Piłce Nożnej w roku 2012.

7 września 2005 r. – PZPN z 6-ciu zgłoszonych miast dokonuje wyboru 4 miast-gospodarzy: Warszawa, Gdańsk, Poznań, Wrocław oraz 2 miasta rezerwowe: Chorzów, Kraków.

8 listopada 2005 r. – UEFA wybiera 3 grupy państw kandydujących na gospodarza EURO2012:

- Włochy,
- Węgry z Chorwacją,
- Polska i Ukraina.

23 listopada 2005 r. – ogłoszenie przez PZPN listy sześciu polskich miast na równych prawach kandydujących do tytułu gospodarza EURO 2012.

24 kwietnia 2006 r. – Komitet Wykonawczy UEFA EURO 2012 ponownie dokonał oceny miast biorąc pod uwagę poszczególne obszary: stadion, infrastruktura transportowa, baza hotelowa itd. Gdańsk został sklasyfikowany na 3 miejscu (32 pkt), za Poznaniem (48 pkt) i Warszawą (40 pkt).

17 kwietnia 2007 r. – w Cardiff UEFA ogłasza wybór Polski i Ukrainy na gospodarza UEFA EURO 2012.

2 maja 2007 r. – Prezydent Miasta Gdańska podpisał „umowę stadionową”, której stronami są: Gmina Miasta Gdańsk, Związek Piłki Nożnej Ukrainy, Polski Związek Piłki Nożnej, parafovaną przez UEFA oraz „umowę z miastem gospodarzem” parafovaną przez UEFA.

3 marca 2009 r. – wizyta na budowie stadionu sekretarza generalnego UEFA Davida Taylora, z PZPN Grzegorza Lato oraz z PL2012 Marcina Herra.

13 maja 2009 r. – UEFA dokonała ostatecznego wyboru polskich miast jako miejsca mistrzowskich rozgrywek w 2012 roku: Warszawa, Gdańsk, Wrocław i Poznań. Potwierdzono w ten sposób „umowę stadionową” z maja 2007 r. którą te miasta miały podpisaną z UEFA.

26 lipca 2009 r. – wizyta prezydenta UEFA Michela Platiniego na budowie stadionu.

2.1. Czynniki, które wpłynęły na sukces

- a) W początkowym okresie tj. w latach 2004 – 2006, gdy dopiero rodziła się „idea EURO 2012 w Polsce” istotnym czynnikiem sukcesu była dalekowzroczność władz miasta Gdańska, a następnie determinacja i konsekwencja w dalszych działaniach przygotowawczych. Wówczas też, gdy jeszcze kandydatura Polski jako organizatora mistrzostw nie była pewna, władze miasta konsekwentnie dążyły do podjęcia budowy stadionu w Gdańsku.
- b) Z punktu widzenia budowy stadionu czynnikiem nadrzędnym były wymagania UEFA i wszelkie działania w tym zakresie musiały być dostawane do tych wymagań. Wymagania te sumowały się z wymaganiami władz miasta Gdańska, jako sponsora/inwestora stadionu, a nawet były nadrzędne w stosunku do wymagań władz Miasta. W ten sposób wiele aspektów odnośnie przyszłego stadionu na przykład terminy jego budowy, który został narzucony na rok przed mistrzostwami EURO2012 to jest do końca czerwca 2011, czy zastosowane rozwiązania techniczne nie były przedmiotem rozciągających się w czasie dyskusji tylko „tak ma być, bo to są wymagania UEFA”. Długa niepewność (do maja, 2009) co do ostatecznego wyboru Gdańska, jako miasta gospodarza mistrzostw, raporty wysyłane do UEFA i wizyty przedstawicieli UEFA w Gdańsku były dodatkowymi czynnikami dopingującymi do sprawnej realizacji budowy stadionu.

3. Przygotowanie od strony organizacyjnej realizowanego przedsięwzięcia, tj. zasady tworzenia i pracy jednostki organizacyjnej odpowiedzialnej za budowę stadionu

2004 – wiosna 2007 – działania przygotowawcze w ramach ubiegania się Gdańska na gospodarza mistrzostw były realizowane i koordynowane przez Urząd

Miasta Gdańska. Działania przygotowawcze do budowy stadionu były realizowane przez Wydział Urbanistyki, Architektury i Ochrony Zabytków Urzędu Miasta Gdańska.

24 maja 2007 r. – powołanie w wyżej wymienionym Wydziale osoby o kwalifikacjach architekta na stanowisko Pełnomocnika Prezydenta Miasta Gdańska ds. budowy stadionu.

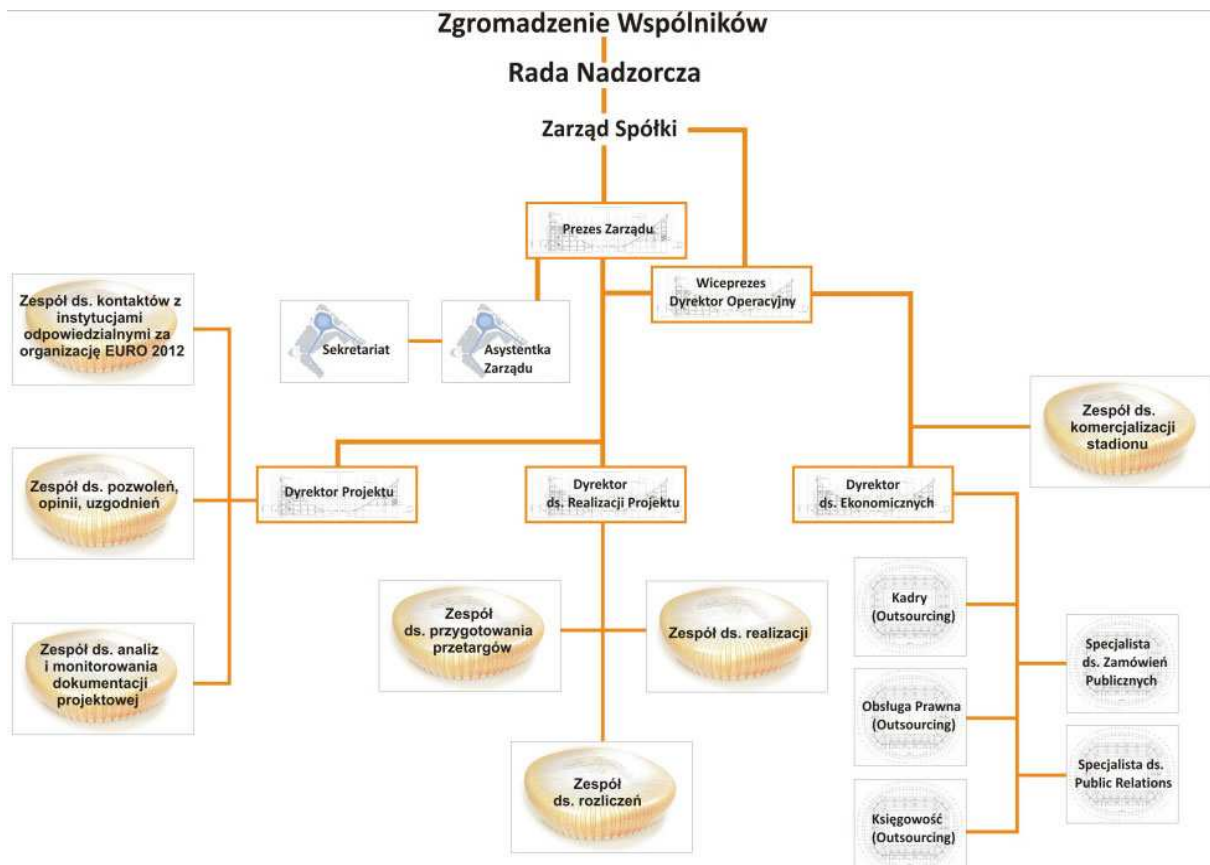
23 października 2007 r. – powołanie Biura Inwestycji Euro Gdańsk 2012 Sp. z o.o. (BIEG2012) jako spółki celowej, ze 100% udziałem Miasta Gdańska, wynoszącym 2 mln zł, jako inwestora zastępczego do budowy stadionu. Możliwość taką dała Ustawa z dnia 07 września 2007 roku o przygotowaniu finałowego turnieju Mistrzostw Europy w Piłce Nożnej UEFA EURO 2012 (Dz. U. z 2007 roku Nr 173 poz. 1219 z póź. zm.). Pierwsze zatrudnienia w Spółce nastąpiły w dniu 1 grudnia 2007 roku i był to stan trzyosobowy. Początkowo Biuro posiadało siedzibą w nowoczesnym biurowcu w centrum miasta, a wraz z rozpoczęciem prac budowlanych zostało przeniesienie do zaplecza kontenerowego bezpośrednio przy placu budowy stadionu.

24 lipca 2008r. – powołanie spółki celowej Gdańskie Inwestycje Komunalne Euro 2012 Sp. z o.o. Przedmiotem działalności GKI jest przygotowywanie i wykonywanie działań przygotowawczych do EURO 2012, a w szczególności zastępcze wykonywanie zadań inwestora i zadań nadzoru inwestorskiego.

Grudzień 2008 r. – w ramach Biura Inwestycji EURO Gdańsk 2012 Sp. z o.o. powstaje zespół ds. komercjalizacji i marketingu stadionu.

3.1. Czynniki które wpłynęły na sukces

- Początkowe (do października 2007 roku) prace przygotowawcze do budowy stadionu były prowadzone przez zespół trzech osób znajdujący się w strukturze Urzędu Miejskiego, którego Zarząd i Rada Miasta stanowiły główny ośrodek decyzyjny w zakresie wczesnych przygotowań do EURO2012 i budowy stadionu w Gdańsku. Taki układ skracał do minimum kanały komunikacyjne i procedury decyzyjne.
- Utworzenie specjalnie wyodrębnionej jednostki organizacyjnej Spółki BIEG2012 skupiającej kompetencje i odpowiedzialności za realizację budowy stadionu. Początkowo do rady nadzorczej i zarządu Spółki powołano osoby „z klucza”, wkrótce jednak na stanowisko prezesa powołano fachowca wyłonionego w normalnym konkursie.
- Wybór prezesa Spółki w wyniku konkursu oraz dobór pracowników – specjalistów o wysokich kwalifikacjach zawodowych z pośród wielu kandydatów posiadających silną motywację „wykazania się”. W Spółce BIEG 2012 utworzono „strukturę projektową” w ramach, której wyodrębniono pionierzy organizacyjne. Strukturę zaprezentowano na rysunku 3.



Rys. 3. Struktura organizacyjna Biura Inwestycji Euro Gdańsk 2012 Sp. z o.o. (źródło: www.bieg2012.pl, pobrano: 30.04.2010)

- rozbudowa BIEG 2012 wraz z postępowaniem prac przy przygotowaniu i budowie stadionu – stopniowe zwiększanie zatrudnienia w Spółce stosownie do zakresu prowadzonych robót – i tak na umowę o prace było zatrudnionych (stan na koniec roku): 3 osoby w roku 2007, 23 osoby w roku 2008, 28 osób w roku 2009. Ponadto do prac w fazie przygotowawczej budowy stadionu angażowano, na zasadzie umowy o zlecenie/dzielo, specjalistów z różnych branż na przykład angażowano konsultantów z Politechniki Gdańskiej z Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska.
- Powołanie, według zasad czerwonej książki FIDIC, Inżyniera Kontraktu, który pełnił również funkcję Project Managera.
- Umożliwienie pracownikom udział w licznych szkoleniach z których chętnie korzystali. W sumie w trakcie nawiązanych stosunków pracy ze szkoleń skorzystało 14 pracowników. Były to zarówno szkolenia językowe, jak i tematyczne, również podejmowane były studia podyplomowe.
- Przeniesienie siedziby Spółki BIEG 2012 w bezpośrednie sąsiedztwo placu prowadzonej budowy, co działało na wyobraźnię oraz motywująco na pracowników BIURA i kontrahentów, pozwalało na „lepsze wycucie” i bezpośredni kontakt z przedmiotem prac. Ponadto przeniesienie siedziby Spółki BIEG 2012 obniżyło koszty wynajmu zajmowanych powierzchni administracyjnej. Całościowe koszty funkcjonowania BIEG 2012 są szacowane na 21 mln zł, co stanowi około 3% kosztów całego Projektu Arena Bałtycka ujętego w Wieloletnim Planie Inwestycyjnym miasta Gdańska.

4. Zagadnienia finansowanie związane z budową stadionu

10 listopada 2005r. – Rada Miasta Gdańska uchwaliła Wieloletni Plan Inwestycyjny Miasta Gdańska na lata 2006 – 2010, który w ramach Programu „Sportowy Gdańsk” przewidziano środki finansowe na budowę stadionu.

Kwiecień 2008r. – na spotkaniu w Warszawie przedstawicieli rządu z prezydentami miast – gospodarzy EURO 2012 określono wysokość finansowania z budżetu państwa budowy stadionów w Polsce, w tym na budowę stadionu w Gdańsku przeznaczono kwotę 144 mln zł.

4.1. Czynniki, które wpłynęły na sukces

Zgłoszenie kandydatury Gdańska na gospodarza Mistrzostw EURO2012 i związana z tym budowa nowego stadionu znalazły szybko szerokie uznanie wśród regionalnych polityków i samych mieszkańców. Ten entuzjazm przełożył się na konkretne decyzje władz samorządowych, a następnie władz państwowych odnośnie finansowania przygotowania do mistrzostw i budowy stadionu. W poszczególnych latach, przy

uchwalaniu budżetu miasta Gdańska na sesjach Rady Miasta prowadzono długie i ostre dyskusje na temat zasadności budowy stadionu. Podważano zwłaszcza zasadności budowy tak dużego stadionu, przytaczano argumenty typu: „...gdzie podziały się środki na remont 20 szkół” lub „20 ulic nie zostanie wyremontowanych” (stwierdzenia z posiedzenia Rady Miasta Gdańska w dniu 18 grudnia 2008 roku). Swoistym wyzwaniem było opracowanie takiej struktury finansowania budowy stadionu w ramach istniejących uregulowań prawnych, które łączyłoby ograniczone środki własne Miasta, stosunkowo niewielką dotację rządową oraz pozwoliłyby wykorzystać Spółkę BIEG2012 jako „wehikuł inwestycyjny” do pozyskania brakujących środków, zapewniając jednocześnie efektywność podatkową całego przedsięwzięcia. Zabezpieczanie finansowania Projektu Arena Bałtycka trwała w zasadzie aż do wiosny 2010 roku, kiedy podpisano odpowiednie umowy z bankiem Pekao SA, stosując przy tym innowacyjną formę bazującą na forfaitingu (pierwsza tego typu transakcja o takiej skali w sektorze publicznym w Polsce). Ostateczny koszt całego projektu stadionu – Areny Bałtyckiej został oszacowany na 709 mln zł netto (VAT co do zasady podlega odliczeniu) i finansowany jest w następujący sposób:

- 216 mln zł (30,5%) – środki własne budżetu miasta Gdańska,
- 118 mln zł (16,6%) – dofinansowanie z budżetu państwa,
- 375 mln zł (52,9%) – środki pozyskane przez BIEG2012.

5. Teren pod budowę stadionu

30 listopada 2007r. – na mocy porozumienia Miasta i Polskiego Związku Działkowców zostało rozwiązane użytkowanie wieczyste na terenie w Gdańsku – Letnicy przeznaczonym pod stadion, około 34 ha. Miasto zobowiązało się, na nowym terenie zaakceptowanym przez PZD, do utworzenia ogrodów działkowych w innej dzielnicy Gdańska tj. na Krakowcu oraz wypłacić odszkodowania. Miasto przeznaczyło na nie 7,5 mln złotych.

1 kwietnia 2008r. – BIEG2012: firma AGROMEL rozpoczęła porządkowanie terenu – wyburzenia po ogrodach działkowych, na terenie przeznaczonym pod stadion. Prace zakończono zgodnie z planem 25 kwietnia 2008.

23 czerwca 2008r. – BIEG2012: wybrana w przetargu firma OL-TRANS rozpoczęła prace związane z kontynuacją porządkowania terenu (w tym wywóz gruzu) po ogrodach działkowych w Gdańsku – Letnicy, na terenie przeznaczonym pod stadion. Prace zakończono zgodnie z planem 19 września 2008.

5.1. Czynniki, które wpłynęły na sukces

W wyniku analiz trzech wariantów lokalizacyjnych stadion został zlokalizowany na terenie o odpowiedniej

przydatności techniczno-użytkowej, co ograniczyło zakres wymaganych do realizacji prac ziemnych (np. brak palowania), a jednocześnie na terenie należącym do Miasta, co między innymi zapobiegło długim procesom wywłaszczeniowym. Działania pozyskania terenu przeznaczonego pod stadion były przeprowadzone sprawnie i jednocześnie z pewnym wyprzedzeniem czasowym co pozostawiło pewną rezerwę czasową na rozstrzygnięcie ewentualnych protestów. Ranga budowy jaką posiadał stadion wśród mieszkańców Gdańska, przeniosło się na postawę użytkowników ogródków (około 467 ogrodów), ponadto Zarząd Miasta Gdańska (Wydział Skarbu) zaproponowano dotychczasowym użytkownikom terenu korzystne odszkodowania, a także zaproponowano korzystne warunki lokalizacji ogródków w nowym miejscu (od marca 2008 roku).

6. Przygotowanie dokumentacji projektowej oraz uzyskanie pozwoleń na budowę

6.1. Odnośnie stadionu

Grudzień 2005r. – (Dział Inwestycyjny UM) zaproszenie trzech firm architektonicznych o złożenie oferty w zakresie wykonania projektu stadionu oraz o referencje. Doświadczenie przy projektowaniu obiektów sportowych zadecydowało o wyborze firmy Rohde Kellerman Wawrowsky (RKW) z Dusseldorfu.

7 lutego 2006r. – (Dział inwestycyjny UM) podpisanie umowy z firmą RKW Dusseldorf na wykonanie koncepcji urbanistyczno-architektonicznej stadionu na 44 tysięcy miejsc siedzących.

31 maja 2007 r. – uchwała Rady Miasta Gdańska o przystąpieniu do sporządzenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego dzielnicy Gdańsk – Letnica, w której miał być zlokalizowany stadion. Teren o powierzchni ponad 47 ha.

10 Październik 2007r. – (Urząd m. Gdańska) wyłoniono na drodze negocjacji z trzema firmami (na przetarg ogłoszony w lipcu nie wpłynęły żadne oferty) doradcę m. Gdańska ds. budowy stadionu. Zostało nim konsorcjum, na którego czele stanęła firma audytorska PricewaterhouseCoopers. Usługi, wycenione w ofercie na 2,7 mln zł, obejmowały opracowanie m.in. studium wykonalności, raportu o oddziaływaniu na środowisko i wstępny projekt stadionu. Termin realizacji 5 miesięcy. Od wyników konkursu odwołał się konkurent, firma Ernst & Young. Część zarzutów okazała się zasadna, dlatego ponownie trzeba było przystąpić do wyboru najkorzystniejszej oferty.

Listopad 2007r. – (BIEG2012) podpisanie umowy z Ernst & Young Corporate Finance Sp. z o.o. na wykonanie studium wykonalności dla stadionu, obejmującego między innymi:

- program funkcjonalno-użytkowy i ustalenie planowanych kosztów prac projektowych i robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym;

- raport o oddziaływaniu budowy stadionu na środowisko naturalne;
- wskazanie ścieżki wszystkich postępowań przetargowych dla stadionu;
- określenie obsługi komunikacyjnej stadionu;
- wskazanie zasad komercjalizacji stadionu po EURO 2012;
- określenie czynników ryzyka.

Umowa obejmowała również świadczenie kompleksowej obsługi firmy BIEG 2012 w zakresie doradztwa technicznego, finansowego, ekonomicznego i organizacyjnego w fazie przygotowawczej budowy stadionu.

Styczeń 2008r. – Przygotowanie przez Ernst & Young Corporate Finance Sp. z o.o.:

- opinii prawnej dotyczącej przesłanek uzasadniających zastosowanie uproszczonego trybu zamówienia tj. zamówienia z wolnej ręki przy wyborze projektanta stadionu;
- dokumentacji niezbędnej do przeprowadzenia postępowania przetargowego obejmującej: zaproszenie do negocjacji, wnioski do Prezesa UZP, projekt umowy z projektantem.

28 marca 2008r. – (BIEG2012) podpisanie z konsorcjum projektowym firm: RKW Niemcy, RKW Polska, HPP Niemcy umowy na wykonanie dokumentacji technicznej stadionu wraz z innymi działaniami, a w tym między innymi:

- wykonanie aktualizacji budżetu dla projektu budowlanego – *do 7 sierpnia 2008 roku*;
- wykonanie projektu wykonawczego robót ziemnych, systemu posadowienia oraz infrastruktury towarzyszącej, wraz ze specyfikacją techniczną wykonania i odbioru robót budowlanych, przedmiarami robót i kosztorysem inwestorskim oraz informacją dotyczącą bezpieczeństwa i ochrony zdrowia – *do 30 września 2008 roku*;
- wykonanie projektu wykonawczego stadionu wraz ze specyfikacją techniczną wykonania i odbioru robót budowlanych, przedmiarami robót i kosztorysem inwestorskim oraz informacją dotyczącą bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, projektem wnętrza Stadionu oraz makietą – *do 31 grudnia 2008 roku*.

Określono zasady wykonywania nadzoru autorskiego przez projektanta w trakcie realizacji stadionu wraz z infrastrukturą towarzyszącą – w okresie do uzyskania pozwolenia na użytkowanie stadionu.

30 kwietnia 2008r. - Konsorcjum projektowe, złożyło w planowanym terminie w BIEG2012 wielobranżowy projekt koncepcyjny zagospodarowania terenu, realizacji stadionu i obiektu stadionowego. Bieżąca weryfikacja projektu odbywała się w ramach rad technicznych z udziałem jednostek organizacyjnych Urzędu Miejskiego w Gdańsku, ekspertów i specjalistów branżowych, policji, straży pożarnej.

12 maja 2008r. – decyzja o lokalizacji stadionu w Gdańsku, wydana przez Wojewodę Pomorskiego (wniosek o wydanie decyzji z dnia 15.02.2008).

30 czerwca 2008r. – Zawiadomienie o przyjęciu dokumentacji geologicznej wydane przez Wydział

Środowiska Urzędu Miejskiego w Gdańsku (wniosek z dnia 14 czerwca 2008 roku).

9 lipca 2008 r. – Decyzja o środowiskowych uwarunkowaniach budowy stadionu w Gdańsku – Letnicy wraz z parkingami wydana przez Wydział Środowiska Urzędu Miejskiego w Gdańsku. Do wniosku (z dnia 19 marca 2008) o wydanie decyzji został dołączony raport o oddziaływaniu na środowisko, pt.: „Wykonania stadionu piłkarskiego p.n. Baltic Arena w Gdańsku-Letnicy” sporządzony w ramach umowy z Ernst & Young Corporate Finance Sp. z o.o.

23 lipca 2008 r. – Odstępstwo, wydane przez Ministra Infrastruktury, od warunków technicznych dotyczące realizacji stadionu, tj. rezygnacji z drzwi wewnętrznych między przedsionkiem, a toaletami w ustępach ogólnodostępnych na stadionie (wniosek o odstępstwo z dnia 26.06.2008 do Wojewody Pomorskiego).

24 lipca 2008 r. – Odstępstwo, wydane przez Ministra Infrastruktury, od warunków technicznych dotyczące realizacji stadionu, tj. możliwości określenia i zastosowania wymagań technicznych i użytkowych jak dla budynków średniowysokich (wniosek o odstępstwo z dnia 26.06.2008 do Wojewody Pomorskiego).

31 lipca 2008 r. – Konsorcjum projektowe, złożyło w planowanym terminie w BIEG2012 projekt budowlany (techniczny) stadionu wraz z wnioskiem o zatwierdzenie projektu budowlanego i infrastruktury towarzyszącej oraz wniosek o wydanie pozwolenia na budowę.

31 lipca 2008 r. – podpisanie umowy z Mott Mac Donald Limited Sp. z o.o na usługi: doradztwo techniczne przy projekcie stadionu, do 30 kwietnia 2009 roku. Zadaniem konsultanta było uczestnictwo w radach technicznych, bieżące konsultowanie i opiniowanie projektu.

8 sierpnia 2008 r. – złożenie w Pomorskim Urzędzie Wojewódzkim wniosku o zatwierdzenie projektu budowlanego oraz o wydanie pozwolenia na budowę.

24 sierpnia 2008 r. – Opinia Zespołu Uzgadniania Dokumentacji Projektowej. Zespół działa przy Urzędzie Miasta Gdańska. Każdy projekt musiał być zatwierdzony, zarejestrowany przez Wydział Geodezji, jest to dokument niezbędny do zatwierdzenia projektu budowlanego i uzyskania pozwolenia na budowę.

28 sierpnia 2008 r. – Decyzja o zatwierdzeniu projektu prac geologicznych sieci monitoringu lokalnego wydana przez Wydział Środowiska Urzędu Miejskiego w Gdańsku (wniosek z dnia 22 sierpnia 2008 roku).

29 sierpnia 2008r. – Pozwolenie wodno-prawne wydane przez Wydział Środowiska Urzędu Miejskiego w Gdańsku (wniosek z dnia 1 sierpnia 2008 roku).

26 września 2008 r. – Decyzja o zatwierdzeniu projektu budowlanego oraz o udzieleniu pozwolenia na budowę wydane przez Wojewodę Pomorskiego (wniosek z dnia 08.08.2008; decyzja po 53 dniach postępowania administracyjnego, zgodnie z przepisami prawa budowlanego nie powinien to być termin dłuższy niż 65 dni).

30 września 2008r. – Konsorcjum projektowe przekazało projekt wykonawczy prac ziemnych i melioracyjnych.

31 grudnia 2008 r. – Konsorcjum projektowe, zgodnie z harmonogramem złożyło projekt wykonawczy stadionu (92 tomy).

12 maja 2009 r. – Uzyskanie pozwolenia na budowę według projektu zamiennego. W trakcie sporządzania projektu wykonawczego wprowadzono szereg zmian do projektu, na przykład:

- utworzenie około 9000m² dodatkowej powierzchni komercyjnej;
- przekrycie kanału melioracyjnego u podstawy skarpy na granicy z terenami przemysłowymi;
- wprowadzenie toru wrotkarskiego na terenie dookoła stadionu (umożliwi on rozgrywania mistrzowskich biegów wrotkarskich);
- przeniesienie kołowrotów wejściowych – strefy kontroli w linii elewacji stadionu (wcześniej strefa ta była u podstawy schodów wejściowych na skarpe);
- wprowadzenie dodatkowego tunelu dla agresywnych kibiców (poprawa bezpieczeństwa funkcjonowania stadionu);
- zmieniono przebieg ogrodzenia zewnętrznego – stałego i tymczasowego wokół stadionu (związanego z podziałem na sektory na trybunach stadionu), itp.

Ze względu na powyższe zmiany nieodzownym stało się sporządzenie zamiennego projektu budowlanego i ponowne uzyskanie pozwolenia na budowę.

6.2. Odnosnie otoczenia stadionu

28 sierpnia 2007 r. – (BIEG2012) zlecenie Fundacji Rozwoju Inżynierii Lądowej w Gdańsku sporządzenie opracowania: „Analiza obsługi transportowej planowanego stadionu w Gdańsku-Letnicy – koncepcja komunikacyjnej stadionu”.

30 października 2007 r. – złożenie „Analizy...” zawierającej m in. analizę scenariuszy obsługi transportowej kibiców w drodze do i ze stadionu biorąc pod uwagę lokalizację m in. portów, dworców, lotnisk, hoteli, użyte środki transportu. Uwzględniono warianty rozwoju sieci transportowej do 2012 r. i w dalszej perspektywie, niezbędne działania inwestycyjne wraz z szacunkowymi kosztami.

Maj 2008 r. – Fundacja RIL złożyło w planowanym terminie w BIEG2012 „Koncepcje szczegółową budowy i modernizacji układu transportowego niezbędnego do obsługi transportowej stadionu Arena w Gdańsku-Letnicy”. Przedstawiono w niej 5 scenariuszy obsługi transportowej z uwzględnieniem wymagań UEFA. Wskazano również w poszczególnych scenariuszach niezbędny obszar działań inwestycyjnych.

23 lipca 2008r. – Postanowienie wydane przez Wojewodę Pomorskiego o wyrażeniu zgody na zastosowanie odstępowania od wymogów art.53, art. 57 ustawy o transporcie kolejowym (wniosek z dnia 21.07.2008) – dot. budowy projektowanej ulicy Stadionowej dla potrzeb dojazdu do stadionu.

6.3. Odnośnie kreowania wizerunku i komercjalizacji stadionu

27 sierpnia 2008r. – podpisanie umowy z AMSTERDAM Arena Advisory z Holandii na Usługi Operatora Konsultanta przy projekcie stadionu, do 31 stycznia 2009. Zadaniem konsultanta było uczestnictwo w radach technicznych, bieżące konsultowanie i opiniowanie projektu w zakresie: funkcjonalności stadionu i bezpieczeństwa na stadionie w czasie Mistrzostw w 2012 r., jak również na meczach ligowych po 2012 r., przyszłej komercjalizacji stadionu (uwzględniającej między innymi: catering, fan-pub, fan-shop, łóżka VIP i powierzchnie reklamowe do wynajęcia, pozostałe powierzchnie komercyjne, prawa do nazwy stadionu, teletechnika na stadionie, koszty eksploatacji), współpracy z klubem Lechia Gdańsk, z punktu widzenia przyszłego operatora stadionu.

Styczeń 2009r. – „Stadion Piłkarski w Gdańsku najpiękniejszy!” wg głosowania internautów na stronach PL2012 – oficjalnym serwisie spółki, która koordynuje przygotowania do EURO2012. W plebiscycie na najpiękniejszy stadion powstający na EURO2012 był to najlepszy wynik 68 759 głosów – 42,1%.

23 marca 2009r. – Gdańsk jako pierwszy zaprezentował w Warszawie, w siedzibie Giełdy Papierów Wartościowych, walory komercyjne realizowanego stadionu. Spotkanie z udziałem Prezydenta Miasta Gdańska, zarządu Spółki BIEG 2012 i przedstawicieli biznesu krajowego.

Sierpień 2009r. – Kontynuacja działań związanych z komercjalizacją stadionu:

- a) sprzedaż praw do nazwy stadionu,
- b) wynajem powierzchni komercyjnej na stadionie:
 - łóżka biznesowe, restauracja – pub, sklep fanów, catering w strefie VIP,
 - handlowo-usługowej około 9000 m³ pod stadionem,
 - powierzchnie reklamowe na stadionie i na terenie wokół stadionu,
- c) wybór optymalnego modelu operatorskiego zarządzania stadionem.

6.4. Czynniki, które wpłynęły na sukces

- a) Opracowanie precyzyjnego harmonogramu obejmującego przygotowanie dokumentacji projektowej oraz uzyskiwanie pozwoleń, a następnie monitorowanie i utrzymywanie wysokiej dyscypliny w dotrzymywaniu zaplanowanych terminów. Harmonogram został przygotowany przez pracowników BIEG2012 i wykonano go w programie MS Project.
- b) Stały monitoring i kontrola działań projektowych między innymi w oparciu o:
 - śledzenie wyników prac projektowych w pracowni projektowej, bez czekania na końcowe wyniki tych prac według zasady „nie za bardzo ufać temu komu się zleca”;

– dyskusje w ramach cotygodniowych (w każdą środę) Rad Technicznych z udziałem projektantów oraz konsultantów m.in. z : Politechniki Gdańskiej, Mott MacDonald, Amsterdam Arena Advisory. Raz w miesiącu Rady Techniczne gromadziły przedstawicieli instytucji odpowiedzialnych za wydawanie pozwoleń i decyzji administracyjnych, a także przedstawicieli straży pożarnej i policji; celem posiedzeń w ramach RT było koordynacja prac projektowych, wprowadzanie niezbędnych zmian do projektu zapewniających spełnienie wymagań UEFA oraz PZPN, wprowadzanie rozwiązań zapewniających bezpieczeństwo oraz porządek na stadionie; ważnym elementem RT było wypracowanie wraz z Biurem Rozwoju Gdańska oraz Fundacją Rozwoju Inżynierii Lądowej Politechniki Gdańskiej rozwiązań dotyczących obsługi komunikacyjnej wokół stadionu oraz dojazdu do niego z lotniska i centrum miasta.

- c) wybór doświadczonej firmy architektonicznej, która kompleksowo zapewniała wykonanie całej wymaganej dokumentacji projektowej obejmującej projekt koncepcyjny, budowlany i wykonawczy oraz uzyskanie decyzji o pozwoleniu na budowę stadionu oraz wszelkie inne pozostałe wymagane prawem uzgodnienia i pozwolenia. Koszt wykonania dokumentacji wyniósł netto 33,0 mln zł i obejmował również przeniesienie autorskich praw majątkowych i autorskich praw zależnych do projektu.
- d) przychyłność urzędów państwowych i samorządowych zatwierdzających rozwiązania projektowe i przyznające wymagane pozwolenia, co wyrażało się między innymi w „ekspresowym przygotowaniu dokumentów, na które nieraz trzeba czekać kilka miesięcy, a nawet kilka lat”.

7. Przetargi na wykonanie prac budowlanych

Budowa stadionu w Gdańsku – Letnicy została podzielona na 3 główne etapy, które zostały odzwierciedlenie w przetargach, ogłoszonych przed oraz w trakcie realizacji budowy stadionu, tj.:

- etap I robót budowlanych, obejmujące prace ziemne i melioracyjne;
- etap II robót budowlanych, obejmujące budowę konstrukcji samego stadionu;
- etap III obejmujący roboty wyposażeniowe stadionu w infrastrukturę IT, (przygotowania do tego etapu były realizowane w trakcie budowy stadionu i nie zostały objęte niniejszym opracowaniem).

7.1. Odnośnie I-go etapu robót budowlanych, tj. robót ziemnych i melioracyjnych

Czerwiec 2008r. – (BIEG2012) przyjęło harmonogram procedur przetargowych wyłonienia wykonawcy robót ziemnych i melioracyjnych. Zastosowano tryb przetargu ograniczonego, tj.:

Etap I przetargu: (pre)kwalifikacja wniosków – wykonawców:

- 04.06.2008 – ogłoszenie przetargu,
- 07.07.2008 – składanie wniosków,
- 04.09.2008 – zakończenie oceny wniosków i rozesłanie wyników,
- 30.09.2008 – zakończenie procedury protestacyjnej.

Etap II przetargu: składanie i wybór oferty:

- 13.10.2008 – wysłanie zaproszeń i SIWZ do zakwalifikowanych wykonawców,
- 17.11.2008 – składanie ofert,
- 19.11.2008 – wybór oferty najkorzystniejszej,
- 02.12.2008 – podpisanie umowy.

5 czerwca 2008r. – ogłoszenie przetargu na wyłonienie wykonawcy robót ziemnych i melioracyjnych. Do przetargu zgłosiło się 13 firm, wszystkie zostały zakwalifikowane do 2-go etapu. W drugim etapie ofertę złożyło 7 firm.

13 października 2008r. – zgodnie z przyjętym harmonogramem II-go etapu przetargu: wysłanie zaproszeń i SIWZ do wykonawców.

W międzyczasie: zadawanie pytań i udzielanie wyjaśnień zakwalifikowanym wykonawcom.

17 listopada 2008r. – termin składania ofert na wykonanie prac ziemnych i melioracyjnych.

19 listopada 2008r. – na wykonawcę robót ziemnych i melioracyjnych wybrano ofertę firmy WAKOZ z Luzina k/Gdańska. Kosztorys inwestorski na te roboty przeznaczał 170 mln zł, w okresie 6 m-cy od 15 grudnia 2008 roku (tab. 2).

Tab. 2. Zestawienie firm które złożyło oferty na wykonanie I-go etapu robót budowlanych obejmujących prace ziemne i melioracyjne budowy stadionu w dzielnicy Gdańsk – Letnica

Firmy oferujące (7 sztuk)	Koszt oferty	Różnica
WAKOZ (wykonawca)	102 mln zł	+68 mln zł
Budimex Dromex SA;	125 mln zł	
ERBUD SA	145 mln zł	
Korporacja Budowlana DORACO Sp. z o.	155 mln zł	
Mostostal Zabrze Holding SA; Energopol Południe SA	185 mln zł	
Hydrobudowa Polska	380 mln zł	-210 mln zł

7.2. Odnośnie stadionu II-go etapu robót budowlanych, tj. budowy samego stadionu

Lipiec 2008 r. – (BIEG2012) przyjęło harmonogram procedur przetargowych na wyłonienia Generalnego Wykonawcy budowy stadionu. Zastosowano tryb przetargu ograniczonego, tj.:

a) Etap I przetargu: (pre)kwalifikacja wniosków – wykonawców:

- 30.06.2008 – ogłoszenie przetargu,
- 04.08.2008 – składanie wniosków,
- 01.10.2008 – zakończenie oceny wniosków,
- 26.01.2009 – zakończenie procedury protestacyjnej.

b) Etap II przetargu: składanie i wybór oferty:

- 27.01.2009 – wysłanie zaproszeń i SIWZ do zakwalifikowanych wykonawców,
- 09.03.2009 – składanie ofert,
- 16.03.2009 – wybór oferty najkorzystniejszej,
- 21.04.2009 – podpisanie umowy.

4 lipca 2008 r. – ogłoszenie przetargu na wyłonienia Generalnego Wykonawcy budowy stadionu. Zgłosiło się 9 firm, zakwalifikowano do drugiego etapu 7.

27 stycznia 2009r. – zgodnie z harmonogramem II etapu przetargu na Generalnego Wykonawcę stadionu, wysłanie do potencjalnych wykonawców zaproszeń i SIWZ opracowanych przez pracowników BIEG 2012.

W międzyczasie: zadawanie pytań i udzielanie wyjaśnień zakwalifikowanym wykonawcom, zadano w sumie 1291 pytań do warunków przetargu.

25 marca 2009r. – termin składania ofert na Generalnego Wykonawcę stadionu.

27 marca 2009r. – na Generalnego Wykonawcę stadionu wybrano ofertę konsorcjum firm: HYDROBUDOWA Polska S.A., HYDROBUDOWA 9 Przedsiębiorstwo Inżynieryjno -Budowlane S.A., ALPINE BAU DEUTSCHLAND AG/ Oddział Berlin, Niemcy; ALPINE BAU GmbH / Austria, ALPINE Construction Polska Spółka z o.o. Kosztorys inwestorski na te roboty przeznaczał 598 mln zł, w okresie 20 miesięcy od 31 grudnia 2010 (tab. 3).

Tab. 3. Zestawienie firm które złożyło oferty na Generalnego Wykonawcę budowy stadionu w dzielnicy Gdańsk – Letnica

Firmy oferujące (7 sztuk)	Koszt oferty	Różnica
Hydrobudowa Polska (wykonawca)	521,8 mln zł	+76,2 mln zł
Budimex Dromex	574 mln zł	
Baugesellschaft Walter Hellmich, POL-AQUA -	581 mln zł	
Hochtief Polska, Warbud S.A	598 mln zł	
Polimex - Mostostal S.A.,	593 mln zł	
Porr (Polska) S.A.,	599 mln zł	
China Overseas Engineering Group Co. Ltd,	634,9 mln zł	- 36,9 mln zł

10 kwietnia 2009r. – podpisanie umowy z Generalnym Wykonawcą stadionu (11 dni przed terminem założonym w harmonogramie przetargu).

7.3. Czynniki, które wpłynęły na sukces

1. Możliwość zastosowania w oparciu o ustawę pewnych preferencji, m.in. związanych z prostszymi procedurami przetargowymi, a także dobrze przygotowane przetargi.
2. Zastosowanie (na prace ziemne i generalne wykonawstwo) przetargów dwuetapowych z prekwalifikacjami, co pozwoliło na:
 - staranny dobór firmy, pod względem ich doświadczenia i wiarygodności;
 - bardzo wczesne ogłoszenie pierwszego etapu przetargu jeszcze bez gotowej dokumentacji wykonawczej;
 - przeniesienie spodziewanych protestów i odwołań po pierwszym etapie przetargu. W przetargu na generalne wykonawstwo protesty były tylko na etapie prekwalifikacji. Z ofert na Generalnego Wykonawcę stadionu po drugim etapie najtańszej oferty złożonej przez Hydrobudowę Polska nikt nie oprotestował, co pozwoliło nawet na wcześniejsze podpisanie umowy.
3. W trakcie trwania pierwszego etapu przetargu możliwe było między innymi:
 - prowadzenie rozmów z potencjalnymi oferentami oraz udzielanie odpowiedzi na ich pytania odnośnie rozwiązań technicznych, a także zbieranie ich uwag do istniejącej dokumentacji (bez omawiania ceny kontraktu),
 - konsultacje z projektantami odnośnie uwag zgłaszanych przez potencjalnych wykonawców do zastosowanych rozwiązań technicznych i ewentualne uwzględnienie tych uwag w dokumentacji,
 - równoległe prowadzenie procedur kwalifikacji wykonawców oraz prowadzenie prac projektowych i ukończenie projektów wykonawczych wymaganych do sporządzenia SIWZ.
4. Publiczne ogłoszenie, po pierwszym etapie, firm które złożyły ofertę podjęcia się realizacji prac budowlanych było dla oferentów informacją o wysokim poziomie konkurencji występującej przy staraniu się o wykonawstwo robót.
5. Duża liczba ofert od potencjalnych wykonawców stadionu, a tym samym możliwość powstania „bata cenowego” na wykonawców oraz zastosowanie kryterium wyboru w którym w pierwszej kolejności o wyborze wykonawcy w 80 procentach decydowała cena oferty spowodowały, że pojawiło się kilka propozycji oferujących wykonanie stadionu po cenach niższych niż zawarte było w kosztorysie inwestorskim, a jednocześnie w okresie czasu określonym przez inwestora.

8. Podsumowanie

Z punktu widzenia czynników sukcesów w fazie przygotowawczej do budowy stadionu były wydatkowane stosunkowo niewielkie środki finansowe w stosunku do kosztów całego projektu, jednakże na etapie tym podejmowano najistotniejsze decyzje, co do kształtów i rozwiązań technicznych w przyszłym stadionie. Wynikiem tych prac była dokumentacja projektowa i wyłonienie wykonawców przyszłych robót budowlanych. Jakość tych prac natomiast miała istotny wpływ na dalsze prace w na etapie budowy. Osiągnięcie odpowiedniej, jakości prac wymagało określonego czasu. W sytuacji, gdy termin zakończenia budowy stadionu był z góry określony wydłużanie czasu etapu przygotowawczego mogło wpłynąć z kolei na ograniczenie okresu samej budowy. Aby nie wydłużać czasookresu realizacji etapu przygotowawczego pewne działania na tym etapie realizowano równoległe (tab. 1).

Analizowany projekt budowy stadionu w Gdańsku – Letnicy na etapie przygotowawczym przebiegał sprawnie zgodnie z przyjętym harmonogramem, a nawet niektóre działania można było przeprowadzić nieco szybciej niż pierwotnie planowano. Równie z na etapie budowy prace przebiegały z godnie z planem. Latem 2009 roku zakończono pierwszy etap robót budowlanych, rozpoczęto etap drugi prac od fundamentowaniu stadionu, tak że prace na tych samych frontach nie pokrywały się. Można uznać, że cały projekt budowy stadionu zakończył się sukcesem. Stadion został oddany do użytku zgodnie z planem w czerwcu 2011 roku. Brak jest możliwości jednoznacznej oceny wpływu działań realizowanych w fazie przygotowawczej na sukces całego projektu, ale niewątpliwie działania te w istotny sposób wpłynęły na właściwy przebieg już samej budowy stadionu.

Jako najistotniejsze elementy, które wpłynęły na sukces realizacji fazy przygotowawczej można wymienić:

- a) zastosowanie tradycyjnego modelu „zlecam-kontroluję-płacę” przy jednoczesnej organizacji sprawnie funkcjonującego Biura (w tym przypadku BIEG2012), które precyzyjnie realizowało czynności w zakresie zlecenia, a zwłaszcza w zakresie kontroli realizowanych prac; jednocześnie prace były prowadzone według czerwonej książki FIDIC;
- b) staranność (oprócz kryterium cenowego) w wyborze firm wykonujących dokumentację projektową co zaprocentowało kompletnością i wysoką jakością dokumentacji; potwierdzeniem tego była mała ilość błędów projektowych oraz zmian w dokumentacji;
- c) ogromne zaangażowanie i współpraca jednostek zewnętrznych, takich jak: Wydział Architektury Urzędu Wojewódzkiego, Rejonowa Dyrekcja Ochrony Środowiska, Gdańskie Melioracje, Powiatowa Stacja Sanitarno Epidemiologiczna, Powiatowy Inspektorat Nadzoru Budowlanego, Gdańskie Przedsiębiorstwo Energetyki Ciepłej, oraz wydziały zaangażowane w projekt UMG i inne;
- d) precyzyjnie definiowanie, umów z wykonawcami prac, określających zakres zlecanych prac wraz z precyzyjnymi terminami ich realizacji nie

- pozostawiając żadnych wątpliwości i niedoprecyzowanych spraw;
- e) staranne przygotowanie i sprawne przeprowadzenie przetargów o oparciu o tryb ograniczony, w którym po publicznym ogłoszeniu o zamówieniu zainteresowani wykonawcy składali wnioski o dopuszczenie ich do udziału w przetargu, a następnie wybrani wykonawcy zostali zaproszeni do złożenia oferty; dwuetapowość przetargów, umożliwiła dobór wykonawców w oparciu o prekwifikacje oraz na prowadzenie konsultacji na temat zastosowanych rozważań technicznych w trójkącie: inwestor – projektanci – ewentualny przyszły wykonawca;
 - f) zastosowanie pewnych rezerw (buforów) czasowych w harmonogramowaniu prac przygotowawczych stanowiących zabezpieczenie na wypadek wystąpienia sytuacji ryzykownych; zakładano, że nie wszystko może przebiegać zgodnie z harmonogramem dyrektywnym, że np. w trakcie przetargów mogą pojawić się protesty lub uzyskiwanie pozwoleń nie będzie przebiegać sprawnie;
 - g) solidne planowanie kolejnych czynności w fazie przygotowawczej, w tym w oparciu o zastosowanie programu komputerowego MS Project.

Literatura

Young T. L. (2006). Skuteczne zarządzanie projektami. Wydawnictwo Helion, Gliwice.

Wirkus M. (2009). Realizacja programów – kluczowe czynniki sukcesu. W: Project management w czasach kryzysu, red. J. Kisielnicki. Wyd. Stowarzyszenie Project Management Polska, Gdańsk, 129-145.

Wysocki R., McGary R. (2005). Efektywne zarządzanie projektami (tłum. z ang.). Wydawnictwo Helion, Gliwice.

PROPERLY PREPARING CONSTRUCTION PROJECT – THE MAIN FACTOR ITS SUCCESS ACHIEVEMENT

Abstract: This paper presents the results of the analysis of key success factors for implementing large construction projects funded from public funds. It bases on example of project of building football stadium construction in Gdansk-Letnica (Poland) for EURO 2012 Championship. It is focused on setting up phase (from the main initiation – which can be dated to the turn of 2005 and 2006 – to signing a contract with the general contractor). During analysis events and task were identified, divided on subject areas and placed on timeline, in background of consequent processes which happened during the project. Following subject areas were analyzed: preparing project documentation and obtaining further authorization, and presenting rules for the preparation and implementation of tenders for selection of contractors construction. The analysis was also focused on organizational solutions, which were used in project. The summary contains the number of guidelines for future management of this kind of projects, to ensure success in the future.

NAWIERZCHNIE DRÓG O KATEGORII RUCHU KR1-KR2 Z BETONU WIBROWAŁOWANEGO

Piotr WOYCIECHOWSKI^{a*}, Konrad HARAT^b

^a Katedra Inżynierii Materiałów Budowlanych, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16, 00-635 Warszawa

^b Harat Przedsiębiorstwo Drogowo-Budowlane sp. j., ul. Dworcowa 16, 77-200 Miastko

Streszczenie: Przy współpracy firmy Harat PRD s.j. oraz Katedry Inżynierii Materiałów Budowlanych została opracowana technologia wykonywania nawierzchni drogi pod obciążenie kategorią ruchu KR1 i KR2, z wykorzystaniem betonu wibrowałowanego. W referacie przedstawiono podstawowe zasady projektowania składu takiego betonu i omówiono technologię wykonywania nawierzchni drogi, zastosowaną jesienią 2010 przy pierwszej w Polsce realizacji odcinka drogi z betonu wibrowałowanego w Miastku (woj. Pomorskie).

Słowa kluczowe: drogi betonowe, cementowy beton drogowy, beton wibrowałowany.

1. Wprowadzenie

Technologia betonu wałowanego i wibrowałowanego (RCC – *Roller Compacted Concrete*) jest szeroko stosowana w wykonawstwie nawierzchni betonowych w Stanach Zjednoczonych i Kanadzie ale także w krajach Europy Zachodniej, głównie do budowy dróg lokalnych (*low speed roads*), placów postojowych i manewrowych, nabrzeży portowych, lotnisk. W wielu krajach (w tym szczególnie w dalekowschodniej Azji) stosowana jest także w wykonawstwie wielkich obiektów hydrotechnicznych. Oprócz wielu publikacji z badań nad betonem RCC, dostępne są także ogólnie amerykańskie wytyczne opracowane przez Portland Cement Association (2004, 2005, 2006), American Concrete Institute (1995, 2000) i US Army Corps of Engineers (1995).

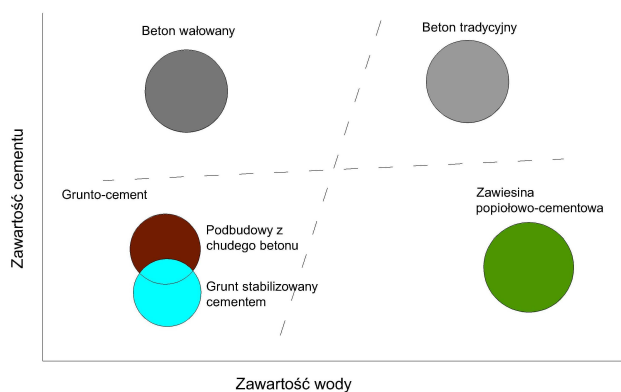
W Polsce beton wałowany jest rzadko stosowany w praktyce, głównie przy wykonywaniu podbudów drogowych a nie warstw ścieralnych. Jednocześnie od lat mówi się o nawierzchniach betonowych jako dobrej alternatywie do nawierzchni asfaltowych, wskazując na ich trwałość, niskie koszty eksploatacji czy odporność na koleinowanie. Przykłady nawierzchni betonowych omawiane w krajowej literaturze (Szydło i Mackiewicz, 2005) dotyczą realizacji wykonywanych w technologii tak zwanego betonu „lanego”, układanego w deskowaniach i zagęszczanego wibracyjnie. Autorzy w dalszej części referatu przedstawią szczegóły realizacji niewielkiej ale prekursorskiej w kraju inwestycji drogowej z użyciem

betonu wibrowałowanego, wykazując techniczne i ekonomiczne zalety takiego rozwiązania.

2. Specyfika betonu wałowanego

Beton wałowany charakteryzuje się małą zawartością wody zarobowej. Świeża mieszanka betonowa bardziej przypomina swoją konsystencją wilgotny grunt niż konwencjonalny beton. W porównaniu z betonem wibrowanym beton wałowany ma wyższy punkt piaskowy, wyższą zawartość w kruszywie frakcji pylastych (<0,075 mm) w granicach od 2-8%, nieco mniejszą zawartością cementu przy porównywalnych klasach wytrzymałości. Wbudowywanie betonu wałowanego odbywa się za pomocą tradycyjnego sprzętu do wykonywania nawierzchni asfaltowych. Rozkłada się go za pomocą ciężkich rozkładarek do asfaltu, a zagęszcza walcami wibracyjnymi o masie powyżej 8.000 kg. Beton wałowany musi się charakteryzować optymalną wilgotnością mieszanki przy rozkładaniu. W przypadku zbyt suchej mieszanki nie uzyska on właściwego wskaźnika zagęszczenia, a w przypadku zbyt plastycznej mieszanki nie wytrzyma nacisku walców przy zagęszczaniu. Schematycznie przedstawiono (rys. 1) zbiór rodzajów materiałów cementowych o niskiej i średniej wytrzymałości, sklasyfikowanych w zależności od ilości wody i cementu.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: p.woyciechowski@il.pw.edu.pl



Rys. 1. Porównanie składów spoiwa wybranych materiałów cementowych według Portland Cement Association

Na podstawie wieloletnich badań i doświadczeń, w Stanach Zjednoczonych opracowano dwie procedury empiryczne projektowania składu mieszanki betonu wałowanego: Roller Compacted Concrete Pavements Design and Construction (U.S. Army Corps of Engineers, 1995) oraz Report on Roller-Compacted Concrete Pavements, (American Concrete Institute 1995). Główne zalecenia do projektowania betonu wałowanego są następujące:

- ilość cementu powinna wynosić od 12 do 17% suchej masy kruszywa;
- maksymalny wymiar ziaren kruszywa nie powinien przekraczać 25 mm;
- ilość ziaren kruszywa mniejszych od 0,075 mm powinna wynosić od 2 do 8%;
- ilość wody i stosunek w/c powinien być tak dobrany by mieszanka betonu wałowanego była urabialna i podatna na zagęszczanie przez wałowanie (próba według zmodyfikowanej metody Proctora i weryfikacja w skali technicznej).

3. Technologia wykonywania nawierzchni z betonu wałowanego

Badania w skali laboratoryjnej, w tym praca magisterska (Harat, 2009), a następnie weryfikacja w skali technicznej przeprowadzona przez Harat Przedsiębiorstwo Drogowo-Budowlane sp. j. przy współpracy z Katedrą Inżynierii Materiałów Budowlanych Politechniki Warszawskiej doprowadziły do opracowania składów betonu wałowanego i technologii wykonywania nawierzchni.

W listopadzie 2010 roku dzięki otwartości Gminy Miastko (woj. Pomorskie) na nową technologię udało się wykonać odcinek drogi o nawierzchni z betonu wałowanego. Nawierzchnię wykonano w ramach remontu ul. Fabrycznej w Miastku. Podbudowę stanowiła istniejąca droga, częściowo o zniszczonej nawierzchni asfaltowej i częściowo z trylinki betonowej. Starą nawierzchnię drogi wyrównano za pomocą kruszonego gruzu betonowego i zagęszczono. Na tak przygotowanej podbudowie wykonano nawierzchnię z betonu wałowanego o grubości 17 cm i szerokości 3,00 m. Następnie wykonano obustronne pobocza z gruzu betonowego o szerokości 0,50 m. Długość remontowanego odcinka wyniosła 325 m.

Mieszankę betonową dostarczano na budowę za pomocą wywrotek samochodowych, istotne jest by samochody wyposażone były w plandeki do przykrywania mieszanki betonowej, co chroni przed jego wysychaniem. Beton wbudowywano w nawierzchnię w sposób ręczny, tzn. dostarczano do pracowników wykonujących nawierzchnię sukcesywnie małymi porcjami za pomocą ładowarki a następnie profilowano nawierzchnię za pomocą specjalnej listwy do profilowania (rys. 2).



Rys. 2. Profilowanie nawierzchni listwą (fot. własna)

Nawierzchnię układano z naddatkiem około 20% w stosunku do grubości projektowej, ze względu na efekt zagęszczenia. Beton zagęszczano za pomocą walca wibracyjnego stalowo-gumowego o masie 8 t (rys. 3), brzegi nawierzchni dogęszczano za pomocą lekkiej płyty wibracyjnej. W celu prawidłowego zagęszczenia nawierzchni wykonywano od 4 do 6 przejazdów dla każdej szerokości roboczej walca. Kontrolę prawidłowego zagęszczenia nawierzchni prowadzono za pomocą płyty obciążanej dynamicznie. Dla prawidłowo zagęszczonej nawierzchni dynamiczny moduł odkształcenia E_{vd} wynosił od 40 do 50 MPa, co odpowiada modułom uzyskiwanym dla prawidłowo zagęszczonej podbudowy z kruszywa naturalnego. Bezpośrednio po zagęszczeniu nawierzchni można było po niej chodzić, a następnego dnia po wykonaniu odcinka nawierzchni udostępnić dla ruchu lokalnego. Ze względu na sprzyjające warunki atmosferyczne i porę roku nie prowadzono pielęgnacji wilgotnościowej wykonanej

nawierzchni betonowej. Jednak podczas wykonywania nawierzchni w okresie wiosenno-letnim bezwzględnie wymagana jest intensywna pielęgnacja wilgotnościowa betonu.

Po wykonaniu nawierzchnia charakteryzowała się jednorodną i szczelną strukturą. Poza przerwami technologicznymi rozmieszczonymi co 60-70 m nie wykonywano dodatkowych nacięć szczelin dylatacyjnych ze względu na mały skurcz betonu wałowanego. W celu oceny jakości wykonanej nawierzchni po trzech miesiącach od jej wykonania pobrano odwierty do badań. Przeprowadzono badanie gęstości objętościowej, nasiąkliwości i wytrzymałości na ściskanie pobranych próbek betonowych (tab. 1). Otrzymane wyniki porównano do wyników uzyskanych dla odwiertów z nawierzchni betonowej wykonanej z betonu „lanego” klasy C25/30 wykonanego z tego samego rodzaju kruszywa i cementu. Pobrane próbki miały kształt walcowy o średnicy 172 mm i wysokości 150 mm.



Rys. 3 Zagęszczanie betonu drogowym walcem wibracyjnym (fot. własna)

Tab. 1. Porównanie właściwości betonu wałowanego i „lanego” (badania własne)

Właściwości	Beton wałowany C25/30	Beton drogowy C25/30
gęstość (w stanie naturalnej wilg.) [kg/dm ³]	2,41	2,43
nasiąkliwość [%]	4,3	4,7
średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa]	31,9	37,1

Przeprowadzone badania potwierdziły dobre właściwości wytrzymałościowe nawierzchni z betonu wibrowanego. Uzyskana gęstość objętościowa potwierdziła prawidłowe zagęszczenie betonu w nawierzchni. Niska nasiąkliwość oraz brak widocznych porów w przełamie próbek powinny się przekładać na dobrą mrozoodporność nawierzchni z betonu wawowanego.

Zagadnienie mrozoodporności betonu wibrowanego jest obszernie rozważane w literaturze (Harat, 2009), przy czym wskazuje się na analogie do wibroprasowanych wyrobów drogowych, które dzięki wysokiemu stopniowi zagęszczenia w podobnych warunkach uzyskują strukturę zapewniającą mrozoodporność. Autorzy prowadzą obserwacje wykonanej nawierzchni w warunkach rzeczywistych (rys. 4). Po pierwszej zimie efekty są bardzo dobre ale dalsze wnioski wymagają dłuższego okresu obserwacji.

4. Aspekt ekonomiczny technologii wibrowawowania

Całkowity koszt wykonania 325 m odcinka nowej nawierzchni ul. Fabrycznej wyniósł 70 000 zł brutto, co w przeliczeniu daje koszt wykonania 1 m² nawierzchni na poziomie około 70 zł brutto. W porównaniu z tradycyjną budową nawierzchni z „betonu lanego” nawierzchnia z betonu wibrowanego jest tańsza w budowie, głównie ze względu na niższy koszt produkcji 1 m³ betonu (niższa zawartość cementu) oraz bardziej efektywne i mniej pracochłonne wykonawstwo nawierzchni. Podczas budowy dłuższych odcinków nawierzchni betonowych przy zastosowaniu rozkładarki koszty budowy można jeszcze bardziej obniżyć.

Porównanie kosztów budowy nawierzchni wraz z górną warstwą podbudowy drogi KR1 (tab. 2) wykonano dla nawierzchni asfaltowych, betonowych



Rys. 4. Nawierzchnia ul. Fabrycznej w Miastku kilka tygodni po zakończeniu robót (fot. własna)

Tab. 2. Porównanie kosztów budowy

Warstwy nawierzchni	Cena budowy 1 m ² konstrukcji nawierzchni na podłożu G1		
	Asfaltowa	Beton „lany”	Beton wibrowawowany
Nawierzchnia	4 cm BA + 4 cm BA	18 cm – BC wibrowany	18 cm – BC wibrowawowany
	59,58 PLN	71,51 PLN	63,53 PLN
Górna warstwa podbudowy	20 cm – KŁSM	15 cm KŁSM	15 cm - KŁSM
	36,08 PLN	27,33 PLN	27,33 PLN
RAZEM	95,66 PLN	98,84 PLN	90,86 PLN
Porównanie do nawierzchni asfaltowej, %	100	103	95

Oznaczenia: BA – beton asfaltowy, BC – beton cementowy, KŁSM – kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie

„lanych” i z betonu wibrowanego, przyjmując najbardziej popularną podbudowę z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie. Ceny poszczególnych warstw zostały określone na podstawie cen średnich SEKOCENBUD z III kwartału 2010 r., natomiast cenę nawierzchni z betonu wałowanego określono na podstawie własnych kalkulacji. W analizowanym przypadku technologia wibrowania jest tańsza o około 5% od asfaltowej i około 8% od „lanego” betonu wibrowanego.

Dla przedstawionych rodzajów konstrukcji na podłożu G1 należy wykonać warstwę odsączającą z piasku o grubości co najmniej 10 cm. Warto zauważyć różnicę w projektowanym czasie eksploatacji nawierzchni, wynoszącym dla dróg asfaltowych 20 lat natomiast dla dróg betonowych 30 lat. Biorąc pod uwagę dłuższy o połowę czas eksploatacji nawierzchni betonowych, koszt budowy 1 m² nawierzchni z betonu wibrowanego wydaje się bardzo atrakcyjny nawet w przedstawionym wariantcie ręcznego rozkładania mieszanki. Zmechanizowanie procesu formowania nawierzchni z użyciem wyspecjalizowanych rozkładarek pozwoli na obniżenie kosztów robocizny ale wiąże się ze znacznym nakładem inwestycyjnym na zakup sprzętu.

5. Podsumowanie

Przedstawiona w referacie technologia wibrowania betonu stanowi ciekawą alternatywę dla technologii betonu wibrowanego „lanego” przy realizacji dróg betonowych lokalnych, gminnych dojazdowych itp., a także placów postojowych i parkingów. Autorzy uważają, że technologia ta powinna być szeroko propagowana jako rozwiązanie relatywnie tanie i trwałe. Wykonany odcinek drogi stanowi obecnie pole obserwacji w warunkach rutynowej eksploatacji, co pozwoli zweryfikować poglądy o trwałości betonu wibrowanego. Prowadzone są także badania laboratoryjne nad trwałością tego betonu, w tym wyborem adekwatnej do warunków eksploatacji metody oceny mrozoodporności. Uzyskane wyniki stanowią punkt wyjścia do dalszego doskonalenia składu betonu wibrowanego i technologii jego wykonywania.

Literatura

- Compaction of Roller-Compacted Concrete, praca zbiorowa pod kierunkiem Richard E. Miller (2000). *American Concrete Institute*, Farmington Hills.
- Guide Specification for Construction of Roller-Compacted Concrete Pavements (2004). *Portland Cement Association*.
- Harat K. (2009). Analiza możliwości zastosowania betonu wałowanego do nawierzchni dróg lokalnych, praca magisterska, *Politechnika Warszawska*, Warszawa.
- Production of Roller-Compacted Concrete (2006). *Portland Cement Association*.
- Report on Roller-Compacted Concrete Pavements, praca zbiorowa pod kierunkiem Shiraz D. Tayabji (1995). *American Concrete Institute*, Farmington Hills.
- Roller Compacted Concrete Pavements Design and Construction (1995). *U.S. Army Corps of Engineers*, Washington.
- Roller-Compacted Concrete Pavements for Highways and Streets (2005). *Portland Cement Association*.
- Szydło A., Mackiewicz P. (2005). Nawierzchnie betonowe na drogach gminnych. *Wyd. Polski Cement*, Kraków.

ROLLER-COMPACTED CONCRETE AS A ROAD PAVEMENT UNDER TRAFFIC LOAD CATEGORY KR1-KR2

Abstract: The technology of roller-compacted concrete (RCC) was developed in cooperation of the Harat's PRD's s.j. and Department of Civil Engineering and Building Materials for road pavements under traffic load category KR1 and KR2. The paper presents basic design principles for the composition of roller-compacted concrete (RCC) and discusses the technology of making the road pavement, applied in autumn 2010, when Polish first implementation of a RCC took place in Miastko (Pomeranian).

Przedstawione badania wykonano częściowo w ramach pracy statutowej 504P/1080/7007 realizowanej w Katedrze Inżynierii Materiałów Budowlanych Politechniki Warszawskiej.

NOWE KLASYFIKACJE W ZAKRESIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ SUFITÓW PODWIESZONYCH Z OKŁADZINAMI Z PŁYT GIPSOWO-KARTONOWYCH

Bogdan WRÓBLEWSKI, Andrzej BOROWY*

Zakład Badań Ogniwych, Instytut Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

Streszczenie: W artykule omówiono: podstawowe właściwości płyt gipsowo-kartonowych mające znaczenie dla zachowania się tych płyt w warunkach pożaru, klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych ustalone w odniesieniu do wycofanych już norm klasyfikacyjnych, nowe metody badań odporności ogniowej sufitów podwieszonych, klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej ustalone według normy PN-EN 13501-2+A1:2010, postanowienia nowej normy PN-EN 520+A1:2010, wyniki nowych badań odporności ogniowej oraz nowe klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych ustalone na podstawie tych badań.

Słowa kluczowe: odporność ogniowa, sufity podwieszane, płyty gipsowo-kartonowe, badania odporności ogniowej, klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej.

1. Wstęp

W Polsce istnieją dwie normy na płyty gipsowo-kartonowe: PN-B-79405:1997 *Płyty gipsowo-kartonowe* i PN-EN 520+A1:2010 *Płyty gipsowo-kartonowe – Definicje, wymagania, metody badań*.

Okres przejściowy na wprowadzenie i stosowanie normy PN-EN 520+A1:2010 skończył się w lutym 2007 roku i z dniem 19 maja 2008 norma PN-B-79405:1997 została wycofana ze zbioru aktualnych norm Polskiego Komitetu Normalizacyjnego.

Obecnie w USA i Kanadzie zużycie płyt g-k wynosi ponad 10 m²/mieszkańca. W krajach skandynawskich 7-9 m²/mieszkańca. W Polsce w ciągu 15 lat od 1993 roku do 2010 roku zużycie płyt g-k na jednego mieszkańca wzrosło z 0,18 m² do około 2 m².

W Polsce, w okolicach Buska Zdrój i Pińczowa występują duże złoża gipsu naturalnego. Tam też znajdują się dwie duże fabryki produkujące płyty g-k z gipsu naturalnego.

Dwie inne fabryki w Polsce produkują płyty g-k z gipsu syntetycznego, uzyskiwanego z odsiarczania spalin z elektrowni.

Bardzo dobre zachowanie płyt g-k w warunkach pożarowych, czynniki zdrowotne, dostępność na rynku, łatwość montażu, wielość rozwiązań technologicznych ścian i sufitów podwieszonych, obudowy poddaszy różnych firm sprawiły, że w Polsce ściany, sufity

podwieszane i obudowy poddaszy z okładzinami z płyt g-k możemy spotkać w biurach, hotelach, szpitalach, centrach handlowych, magazynach, w budownictwie szkieletowym jednorodzinym i wielorodzinnym zarówno w budynkach nowo wznoszonych, remontowanych jak i modernizowanych.

2. Właściwości ogniowe płyt gipsowo-kartonowych i klasyfikacje dotychczasowe w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych

Gips jest materiałem niepalnym. Wyroby gipsowe niezawierające domieszek lub warstw organicznych są klasyfikowane (uznaniowo) jako niepalne. Klasyfikację w zakresie reakcji na ogień płyt gipsowo-kartonowych bez badań ustalono decyzją Komisji Europejskiej nr 2003/593/EC z sierpnia 2003 roku (Instrukcja, 2004).

Większość wyrobów izolacyjnych stosowanych jako zabezpieczenia ogniochronne charakteryzuje się niską przewodnością cieplną. Pełnią one rolę izolacji opóźniającej wzrost temperatury przekroju lub powierzchni elementu konstrukcyjnego. Ogniochronne działanie gipsu polega na innym mechanizmie. Gips związany zawiera około 20% wody krystalicznej, to znaczy że w 1 m² płyty gipsowej grubości 12,5 mm znajduje się około 2-2,5 l wody. Wzrost temperatury wywołuje przemiany chemiczne gipsu związane z odwodnieniem (Kosiorek i Wróblewski, 2003; Kosiorek

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.borowy@itb.pl

i Wróblewski, 2001). Uwalniana woda odparowuje, a na tę przemianę fazową potrzeba 5-krotnie więcej ciepła niż na ogrzanie wody od 20 do 100°C.

Sufity podwieszane z okładzinami z płyt g-k różnych systemów i technologii były badane i klasyfikowane w Instytucie Techniki Budowlanej w latach 1994-98 według normy PN-90/B-02851, a od 1997 r. według normy PN-B-02851-1:1997. W badaniach tych występowało: bardzo małe zróżnicowanie płyt g-k – głównie badano płyty GKF, małe zróżnicowanie profili stalowych, małe też było zróżnicowanie wyrobów izolacyjnych ułożonych na badanych sufitach.

Elementy badane – sufity podwieszane o wymiarach minimum 3×4 m montowane były na ogół przy pomocy wieszaków noniuszowych do belek nośnych. Ciśnienie w piecu kontrolowane 10 cm poniżej sufitu wynosiło 10Pa, a temperatura w piecu kontrolowana była przy pomocy termoelementów płaszczowych. Na podstawie tych badań klasyfikowano sufity podwieszane przy działaniu ognia od spodu sufitu w klasach odporności ogniowej EI 15, EI 30, EI 60, EI 90 oraz przy działaniu ognia od góry EI 30, EI 60 i EI 90. O uzyskanej klasyfikacji decydowała przede wszystkim liczba warstw płyt gipsowo-kartonowych oraz rodzaj i grubość warstwy izolacyjnej umieszczonej na płytach sufitu podwieszanego.

3. Nowe normy dotyczące badań i klasyfikacji w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych

Obecnie w Polsce odporność ogniową sufitów podwieszonych określa się na podstawie badania według normy PN-EN 1364-2:2002.

Metoda badawcza podaje informacje na temat:

- elementu próbnego,
- wytycznych dotyczących projektu elementu próbnego,
- obszaru bezpośredniego zastosowania wyników badania.

Wymiary sufitu podwieszanego – elementu badanego muszą wynosić minimum 3×4 m. W piecu badawczym temperatura spalin kontrolowana jest przy pomocy termometrów płytkowych. Ciśnienie w piecu mierzone w trakcie badania na poziomie 10 cm poniżej sufitu podwieszanego powinno wynosić 20 Pa. Na nienagrzewanej powierzchni sufitu podwieszanego przyklejane są termoelementy powierzchniowe do pomiaru temperatury w trakcie badania. W trakcie badania prowadzone są pomiary temperatury na nienagrzewanej powierzchni również przy pomocy termoelementu ruchomego. Badania są przeprowadzane do osiągnięcia kryterium E – szczelności ogniowej oraz kryterium I – izolacyjności ogniowej. Zasady prowadzenia pomiarów w trakcie badania określone są w normie PN-EN 1363-1:2001; sposób nagrzewania zgodnie z normą PN-EN 1363-1:2001 lub PN-EN 1363-2:2001.

Klasyfikację w zakresie odporności ogniowej nienośnych elementów – sufitów podwieszonych

przeprowadza się według kryteriów normy PN-EN 13501-2+A1:2010 podanych w punkcie 7.5.2 tej normy.

Ocena szczelności ogniowej powinna być dokonana na podstawie następujących trzech aspektów:

- wystąpienia pęknięć lub otworów przekraczających podane wymiary,
- zapalenia tamponu bawełnianego,
- utrzymywania się płomienia na powierzchni nienagrzewanej.

Poziomem skutecznosci działania do wyznaczenia izolacyjności ogniowej powinien być przyrost średniej temperatury na powierzchni nienagrzewanej, ograniczony do 140°C powyżej początkowej średniej temperatury, przy przyroście temperatury maksymalnej w dowolnym punkcie ograniczonym do 180°C powyżej początkowej średniej temperatury.

W tabeli 1 podano zdefiniowane klasy odporności ogniowej nienośnych elementów – sufitów podwieszonych według normy PN-EN 13501-2+A1:2010.

Tab. 1. Klasy odporności ogniowej nienośnych elementów – sufitów podwieszonych według normy PN-EN 13501-2+A1:2010

EI	15	30	45	60	90	120	180	240

4. Nowa norma PN-EN 520 i nowe badania odporności ogniowej sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt g-k

Norma PN-EN 520:2006 wprowadziła istotne zmiany wynikające ze zmian w technologii produkcji płyt dotyczących nazw, typów oraz metod badań płyt gipsowo-kartonowych. Wprowadzenie tej nowej normy wyrobu oraz wcześniejsza zmiana norm badawczych i klasyfikacyjnych w zakresie odporności ogniowej spowodowały konieczność przeprowadzenia badań odporności ogniowej sufitów podwieszonych z okładzinami z nowych płyt g-k – inaczej oznakowanych i wg nowych norm badawczych.

W badaniach odporności ogniowej sufitów podwieszonych przeprowadzonych w ostatnim okresie (Raporty, 2005-2010) badano sufity z okładzinami z płyt g-k typu: F, DF na konstrukcji ze zróżnicowanymi systemowymi sufitowymi profilami stalowymi przy działaniu ognia od spodu sufitu, bez wełny mineralnej natomiast często w badaniach ciężar wełny mineralnej zastępowano obciążnikami na profilach stalowego rusztu nośnego sufitu podwieszanego. Zasadnicza różnica między płytami F a DF to masa. Płyty g-k typu F wykonywane są z rdzeniem gipsowym z włóknami szklanymi oraz dodatkami spieniającymi np. mydłem, które powoduje, że struktura rdzenia jest bardziej porowata. Średnia masa 1 m^2 płyt typu F wynosi około 9,1 kg. Natomiast rdzeń gipsowy płyt typu DF też jest wypełniony włóknami szklanymi, lecz obligatoryjnie według normy wyrobu PN-EN 520 płyty muszą ważyć minimum $10,0 \text{ kg/m}^2$. Na rysunkach 1-4 pokazano widoki elementu badanego – sufitu podwieszanego z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych o samodzielnej konstrukcji

w piecu badawczym przed i po badaniu odporności ogniowej od strony nienagrzewanej i nagrzewanej.



Rys. 1. Widok fragmentu sufitu podwieszonoego od strony nienagrzewanej przed badaniem



Rys. 2. Widok sufitu podwieszonoego od strony nagrzewanej przed badaniem



Rys. 3. Widok fragmentu sufitu podwieszonoego od strony nienagrzewanej po badaniu

5. Nowe klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych

W nowych klasyfikacjach w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych ustalono klasy odporności ogniowej sufitów według normy PN-EN 13501-2+A1:2010. Uzyskano klasyfikacje: od EI 15 (a←b), EI 30 (a←b), EI 60 (a←b), EI 90 (a←b) do EI 120 (a←b). Oznaczenie a – od angielskiego „above” – powyżej, oznaczenie b – od angielskiego „bottom” – poniżej. Klasyfikacje dotyczą więc oddziaływania ognia od spodu sufitu podwieszonoego.

Klasyfikacje zawierają także szereg szczegółowych informacji na temat płyt g-k, systemów profili nośnych, rodzajów i rozstawów wkrętów w poszczególnych warstwach okładzin, informacji dotyczących rodzajów mas szpachlowych i sposobu szpachlowań, rozstawu profili nośnych rusztu sufitu, konstrukcji i rozstawu wieszaków – głównie stosowane są wieszaki noniuszowe z uwagi na znaczny ciężar sufitów z płyt g-k. Opiswane są i podane są rysunki detali połączeń sufitów ze ścianami, rysunki i opisy obudowy lamp oraz włączników rewizyjnych. Odnosnie mocowań wieszaków do konstrukcji nośnej w klasyfikacjach ogniowych wymaga się, aby ta kwestia była ustalona w projekcie budowlanym przez projektanta konstrukcji.



Rys. 4. Widok sufitu podwieszonoego od strony nagrzewanej po badaniu

Nowe klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych różnią się od starych klasyfikacji między innymi, że:

- w poszczególnych klasach odporności ogniowej występuje czasami niewielka zmiana grubości okładziny z płyt g-k uzależniona także od rodzaju zastosowanej płyty;
- stosowane są nowe oznaczenia płyt g-k, obecnie wykorzystywane płyty gipsowo-kartonowe typu F, DF, DFH2 wg PN-EN 520+A1:2010 są, do pewnego stopnia, odpowiednikami uprzednio stosowanych płyt o oznaczeniach GKF, GKFI, ale typ płyty związany jest z innymi metodami określenia właściwości płyt niż poprzednio;
- stosowane są nowe oznaczenia klas odporności ogniowej – obecnie stosowane klasy np. EI 60 (a←b), EI 120 (a←b), „odpowiadają” uprzednio stosowanym klasom, np. F1 i F2.

Przykładowe rozwiązania sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt g-k jednej z firm przedstawiono na rysunku 5.

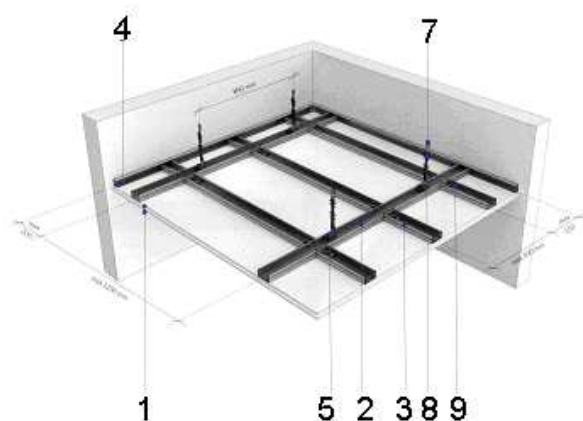
6. Podsumowanie

Nie jest możliwe porównanie klasyfikacji w zakresie odporności ogniowej określonych według starych zasad i według nowych norm. Warunki badania wymagane przez aktualne normy badawcze są na pewno ostrzejsze, ale zmieniły się także rozwiązania technologiczne

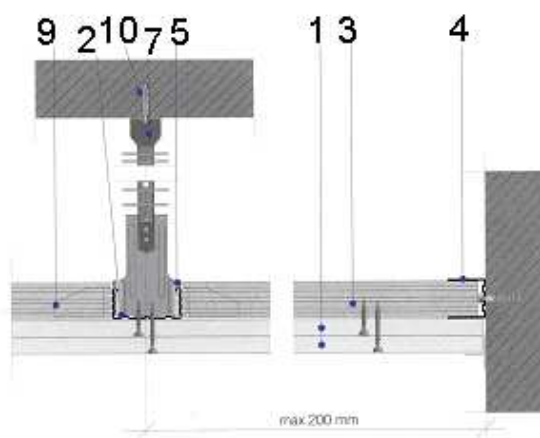
w aktualnie oferowanych sufitach podwieszonych. Dotyczy to zarówno samych płyt g-k, ich krawędzi, jak i profili, wieszaków czy mas szpachlowych i systemu mocowania. Zakres zastosowania aktualnie nadawanych klasyfikacji ogniowych znacznie szerzej odnosi się do detali rozwiązań.

1. Nowe klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych są bardziej szczegółowe i obejmują znacznie więcej detali.
2. Obecne rozwiązania projektowe sufitów podwieszonych bliższe są stawianym wymaganiom.
3. Rozwiązania z punktu widzenia odporności ogniowej sufitów podwieszonych są znacznie bardziej wrażliwe na błędy projektowe, materiałowe i wykonawcze.
4. Ze względu na szczegółowość klasyfikacji ogniowych dokumenty te stanowią lepszy i dokładniejszy materiał do weryfikacji w procesie inwestycyjnym.
5. Szeroki zakres materiałowy w danej klasie odporności ogniowej sufitów podwieszonych z okładzinami z płyt g-k (różne profile, sposoby mocowań, szpachlowań, obudowy lamp, włazy rewizyjne itd.) stwarza większe możliwości przy projektowaniu i wykonywaniu tych elementów.
6. Dopracowanie szczegółów stosowanych rozwiązań wymusza używanie przy wykonywaniu sufitów podwieszonych rozwiązań systemowych jednego producenta.

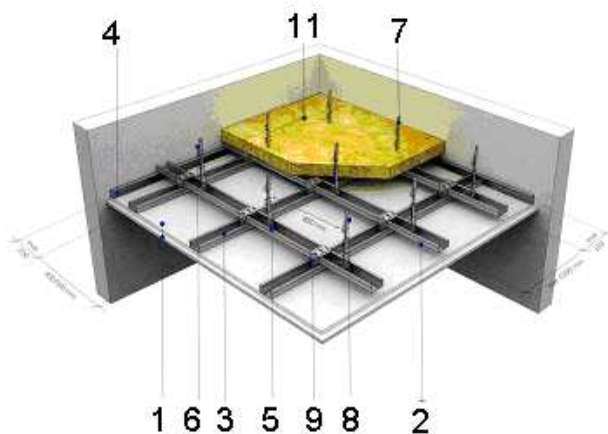
A1)



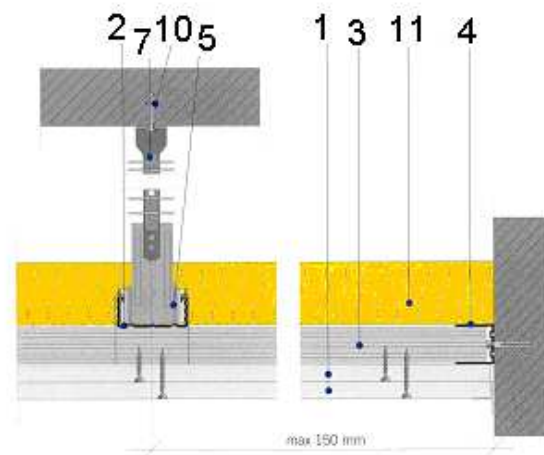
A2)



B1)



B2)



Legenda:

- 1 – płyta gipsowo-kartonowa typu DF grubości 12,5 mm,
- 2 – profil główny CD 60,
- 3 – profil nośny CD 60,
- 4 – profil UD 27,
- 5 – wieszak obrotowy dolny z noniuszem,
- 6 – przedłużacz do noniusza,
- 7 – wieszak górny noniuszowi,
- 8 – przetyczka wieszaka noniusza,
- 9 – łącznik,
- 10 – kołek rozporowy stalowy,
- 11 – wełna mineralna.

Rys. 5. A1) i A2) – Sufit podwieszony z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych o ruszcie jednopoziomowym na wieszakach noniuszowych B1) i B2) – Sufit podwieszony z okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych o ruszcie

Literatura

- Instrukcja ITB 401/2004 (2004). Przyporządkowanie określeniom występującym w przepisach techniczno-budowlanych klas reakcji na ogień według PN-EN. *Institut Techniki Budowlanej*, Warszawa 2004.
- Kosiorek M., Wróblewski B. (2003). Zachowanie płyt gipsowo-kartonowych w warunkach pożaru. *Materiały Budowlane*, 10/2003.
- Kosiorek M, Wróblewski B. (2001). Skuteczność ogniochronna płyt gipsowo-kartonowych. Praca ITB nr NP.-25/00 Etap I i II, *Institut Techniki Budowlanej*, Warszawa.
- Raporty (2005–2010) z badań oraz klasyfikacje w zakresie odporności ogniowej sufitów podwieszonych wykonywanych z płyt gipsowo-kartonowych. *Institut Techniki Budowlanej* Warszawa, 2005-2010.
- PN-B-79405:1997 Płyty gipsowo-kartonowe.
- PN-EN:520:2005 Płyty gipsowo-kartonowe. Definicje, wymagania, metody badań.
- PN-90/B-02851 Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynków. Wymagania ogólne i klasyfikacja.
- PN-B-02851-1:1997 Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynków. Wymagania ogólne i klasyfikacja.
- PN-EN 1364-2:2002 Badania odporności ogniowej elementów nienośnych. Część 2: Sufity.
- PN-EN 1363-1:2001 Badania odporności ogniowej. Część 1:

Wymagania ogólne.

PN-EN 1363-2:2001 Badania odporności ogniowej. Część 2: Procedury alternatywne i dodatkowe.

PN-EN 13501-2+A1:2010 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 2: Klasyfikacja na podstawie badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej.

NEW FIRE RESISTANCE CLASSIFICATIONS OF SUSPENDED CEILING MADE OF GYPSUM PLASTERBOARDS

Abstract: The basic properties of gypsum plasterboards related to their behavior in fire conditions, fire resistance classifications of suspended ceilings determined in accordance with the withdrawn classification standards, the new fire resistance test methods for suspended ceilings, fire resistance classifications determined in accordance with the classification standard PN-EN 13501-2+A1:2010, requirements of the new standard PN-EN 520+A1:2010, results of the new fire resistance tests as well as the new fire resistance classifications of suspended ceilings determined on the basis of these tests were is presented in the paper.