

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

BUDOWNICTWO

Zeszyt 27



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2006

Redaktor naukowy
prof. zw. dr hab. inż. Rościśław Tribińko

Recenzenci:

prof. zw. dr hab. inż. Michał Bołtryk – 3, 20, 21
prof. nzw. dr hab. inż. Rafał J. Garncarek – 15
prof. zw. dr hab. inż. Ryszard Grabowski – 16
prof. nzw. dr hab. inż. Józef Jasiczak – 2
prof. dr hab. inż. Walery Jezierski – 22
prof. dr hab. inż. Stanisław Kamiński – 18, 19
prof. dr hab. inż. Wiesław Kowalczewski – 17
prof. nzw. dr hab. inż. Czesław Miedziałowski – 5
prof. nzw. dr hab. inż. Stefan Owczarek – 10
prof. dr hab. inż. Zbigniew Piasek – 4
prof. dr hab. inż. Jerzy Piłat – 23, 24, 25
prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz – 11, 12, 13, 14
prof. dr hab. Wanda Stokowska – 9
prof. nzw. dr hab. inż. Mikołaj Syczewski – 6, 7, 8
prof. zw. dr hab. inż. Rościśław Tribińko – 1

Opracowanie redakcyjne:
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2006

ISSN 1730-6752

Publikacja nie może być powielana i rozpowszechniana, w jakikolwiek sposób,
bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Skład, redakcja techniczna i druk:
Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

Nakład: 100 egz.

Spis treści

1. <i>Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski</i> Szkieletowe budownictwo drewniane – aktualne problemy badawcze ..	7
2. <i>Michał Boltryk, Dorota Małaszkiwicz</i> Wpływ frakcji wypełniacza organicznego na właściwości trzcinobetonu ...	29
3. <i>Dorota Dworzańczyk</i> Analiza wpływu domieszki upłynniającej na wybrane cechy zapraw cementowych	37
4. <i>Ryszard J. Grabowski</i> Badanie i interpretacja przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich	47
5. <i>Walery Jezierski, Krzysztof Robert Czech</i> Badanie eksperymentalne współczynnika rozproszenia w betonach modyfikowanych	61
6. <i>Walery Jezierski, Marta Kosior–Kazberuk</i> Ocena odporności betonów na penetrację soli chlorkowych poprzez monitorowanie ich rezystywności elektrycznej	71
7. <i>Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk–Malijewska</i> Zmiana wymiarów liniowych płyt wełny mineralnej w warunkach oddziaływań eksploatacyjnych	83
8. <i>Walery Jezierski, Tatjana Oniskiewicz, Elena Aleniczewa, Paweł Monastyrew</i> Podręczniki elektroniczne: dydaktyczne założenia do ich tworzenia i wykorzystywania	93
9. <i>Anna Kierklo, Rościsław Tribillo, Adam Walendziuk</i> Numeryczna symulacja stanu naprężeń w rejonie szyjki zęba	101
10. <i>Edwin Koźniewski, Elżbieta Rudczyk–Malijewska, Marcin Orłowski</i> Statystyczna metoda określania rozkładu pola temperatur na powierzchni przegród budowlanych	109
11. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribillo</i> Błędy kształtowania i wady realizacji baterii powłok walcowo-stożkowych	121

12. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościslaw Tribillo</i> Metoda badań nieniszczących konstrukcji zabytkowych obiektów sakralnych	135
13. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościslaw Tribillo</i> Procesy analiz numerycznych płyt masywnych w strukturach 3D	149
14. <i>Janusz Krentowski, Rościslaw Tribillo, Tadeusz Chyży</i> Procesy wybuchu gazu i awarie zbiorników oczyszczalni ścieków	163
15. <i>Ireneusz Ligocki</i> Metody określania podatności połączeń słupa z fundamentem	177
16. <i>Waldemar Łupiński</i> Pozyskanie gruntów pod inwestycje budowlane w świetle przepisów prawnych	199
17. <i>Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz</i> Bariery wdrażania innowacji w przedsiębiorstwach budowlanych	205
18. <i>Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz, Tomasz Matwiejczuk</i> Działalność innowacyjna w budownictwie	213
19. <i>Jerzy Obolewicz</i> Identyfikacja i modelowanie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym	223
20. <i>Zygmunt Orłowski, Edyta Pawluczuk</i> Wpływ sposobu wyburzania obiektów na łatwość segregacji i recyklingu odpadów	239
21. <i>Edyta Pawluczuk, Dorota Małaszkiwicz</i> Gospodarka odpadami budowlanymi na przykładzie województwa podlaskiego	249
22. <i>Jolanta A. Prusiel, Wadim Nikitin</i> Stan wilgotnościowy ziaren zbóż składowanych w silosach w warunkach izotermicznego zawilgocenia	261
23. <i>Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa</i> Projektowanie składu mieszanki mineralno-asfaltowej metodą Superpave i tradycyjnego betonu asfaltowego	273
24. <i>Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski</i> Starzenie asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych	285
25. <i>Piotr Radziszewski, Anatol F. Zubkow, Andrzej Plewa</i> Określenie czasu układania warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej z mieszanek mineralno-asfaltowych	297

Contents

1. <i>Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski</i> Wooden frame buildings – the actual research problems	27
2. <i>Michał Boltryk, Dorota Malaszkiewicz</i> Influence of fraction of organic filler upon reed-concrete properties	36
3. <i>Dorota Dworżańczyk</i> Analysis of influence of superplasticizer upon selected properties of cement mortars	45
4. <i>Ryszard J. Grabowski</i> Investigation and interpretation of displacement and deformation engineering constructions	60
5. <i>Walery Jezierski, Krzysztof Robert Czech</i> Structural damping in modified concretes at variable dynamic loads	70
6. <i>Walery Jezierski, Marta Kosior-Kazberuk</i> Evaluation of concrete resistance to chloride salts penetration by means of electrical resistivity monitoring	82
7. <i>Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska</i> The change of linear dimensions of mineral wool plates in exploitation conditions	91
8. <i>Walery Jezierski, Tatjana Oniskiewicz, Elena Aleniczewa, Paweł Monastyrew</i> Didactic bases of creation and use of electronic textbooks	100
9. <i>Anna Kierklo, Rościsław Tribillo, Adam Walendziuk</i> Numerical simulation of stress patterns in cervical tooth region	108
10. <i>Edwin Koźniewski, Elżbieta Rudczyk-Malijewska, Marcin Orłowski</i> Statistical decomposition of temperature field on building walls	120
11. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościsław Tribillo</i> Mistakes and faults in the modernizing processes of steel cylindrical-cone shells	133
12. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szelaq, Rościsław Tribillo</i> Methods of nondestructive investigations of the historical sacred buildings	148

13. <i>Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribillo</i>	
Numerical analysis of massive plate in 3d structures	162
14. <i>Janusz Krentowski, Rościsław Tribillo, Tadeusz Chyży</i>	
The processes of the gas explosion and damages of tanks of the sewage treatments	175
15. <i>Ireneusz Ligocki</i>	
The methods of determine of the flexibility of the column – to foundation connections	197
16. <i>Waldemar Łupiński</i>	
The gain of building site area in the light of law regulations	204
17. <i>Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz</i>	
The barriers of innovations deployment in Polish construction companies	212
18. <i>Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz, Tomasz Matwiejczuk</i>	
Innovative activities in constuction industry	222
19. <i>Jerzy Obolewicz</i>	
Identification and safety and health protaction modeling in a building enterprise	238
20. <i>Zygmunt Orłowski, Edyta Pawluczuk</i>	
The influence of method demolition of building on a possibility of waste reuse	248
21. <i>Edyta Pawluczuk, Dorota Małaszkiwicz</i>	
Management of building waste in Podlaskie Voivodeship	259
22. <i>Jolanta A. Prusiel, Wadim Nikitin</i>	
Humidity state of grains stored in silos under conditions of isothermal moisture	272
23. <i>Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa</i>	
An example of designing of Superpave asphalt mix comparing to designing of asphalt concrete	284
24. <i>Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski</i>	
Bitumen and asphalt mixes aging ...	295
25. <i>Piotr Radziszewski, Anatol F. Zubkow, Andrzej Plewa</i>	
Determining the required time of laying out asphalt mixes in construction layers of road pavement	307

*Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski**

Szkieletowe budownictwo drewniane – aktualne problemy badawcze

Streszczenie: Praca jest przeglądowym zestawieniem tendencji badawczych panujących na świecie w zakresie szkieletowego budownictwa drewnianego. Przedstawiono w niej kierunki badań doświadczalnych nad elementami składowymi oraz całymi konstrukcjami budynków szkieletowych. W dalszej części pracy przedstawiono zaproponowane przez różnych badaczy modele numeryczne opisujące pracę elementów budynków szkieletowych.

Słowa kluczowe: szkieletowe budownictwo drewniane, badania eksperymentalne, model numeryczny.

Wstęp

Budownictwo drewniane, a szczególnie budownictwo szkieletowe, które jest ciągle mało rozwinięte w Polsce, w innych krajach jest znaczącą częścią rynku budowlanego, szczególnie budownictwa mieszkaniowego. Rozwój tego typu budownictwa powoduje, że konieczne staje się poznanie sposobu pracy całego budynku, jak też jego składowych elementów nośnych.

Praca elementów ściennych, stropowych czy też dachowych determinuje sposób projektowania, jak również wykonawstwo budynków. Znajomość specyfiki pracy elementów składowych pozwala projektować z jednej strony bezpiecznie, z drugiej zaś ekonomicznie.

* Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Sposób pracy konstrukcji szkieletowych bada się w dwóch aspektach. Bada się doświadczalnie elementy ściennie czy stropowe i całe budynki oraz przeprowadza się analizy, wykorzystując modele matematyczne lub numeryczne elementów ściennych i stropowych.

1. Badania eksperymentalne

1.1. Badania doświadczalne nad elementami ściennymi

Zakres prowadzonych badań eksperymentalnych nad elementami ściennymi był bardzo szeroki, poczynając od wpływu na nośność i sztywność konstrukcji ściennych rodzajów poszycia, poprzez rodzaje łączników łączących poszycie ze szkieletem drewnianym, a na wielkości i rozmieszczeniu otworów w poszyciu kończąc. Badano elementy ściennie pod działaniem obciążeń statycznych i dynamicznych, pod działaniem obciążeń poziomych, jak również pionowych. Zakres tych doświadczeń pozwolił coraz lepiej poznać charakter pracy ściany w budynkach szkieletowych.

Wpływ rodzajów poszycia na nośność ścian była celem badań prowadzonych m.in. przez Price'a i Gromalę [20]. W wyniku przeprowadzonych eksperymentów określono mechanizmy zniszczenia połączeń, a także wykazano większą nośność ścian poszytych sklejką niż ścian z płyt wiórowych.

Rose i Keith [21] na podstawie przeprowadzonych przez siebie doświadczeń udowodnili, że pomijana dotychczas warstwa gipsu od strony wewnętrznej ściany szkieletowej wpływa na wzrost nośności i sztywności całej konstrukcji ściany.

Wpływ łączników na sztywność ściany analizował McCutcheon [16], zauważył on, że największy wpływ na nośność ściany ma charakterystyka krzywej obciążenie – odkształcenie.

Podobnie Zacher i Gray [30] prowadzili badania porównawcze nad odkształcalnością ścian połączonych różnego rodzaju łącznikami. Najważniejszym wnioskiem z tych badań było stwierdzenie, że największy wpływ na odkształcenie ścian ma wygięcie łączników oraz ich przemieszczanie się w drewnie pod wpływem obciążenia zewnętrznego.

Wpływ rozmieszczenia oraz ilości łączników poszycie - szkielec drewniany na sztywność i nośność konstrukcji ściany szkieletowej zaobserwował w swoich eksperymentach Dolan [3].

Duże znaczenie miała analiza wpływu otworów na nośność ściany. Początkowo badacze skupiali się na określeniu prostych zależności pozwalających określić nośność ściany z otworem jako funkcji nośności identycznej ściany pełnej. Analizy takie prowadzili Patton–Mallory [18], Yasamura i Sugiyama [29], jak również Rose i Keith [21].

Nośność ściany z otworem według Pattona–Mallory’ego wyznaczana miała być ze wzoru:

$$F_p = F_f \frac{(L - \Sigma l_i)}{L} \quad (1)$$

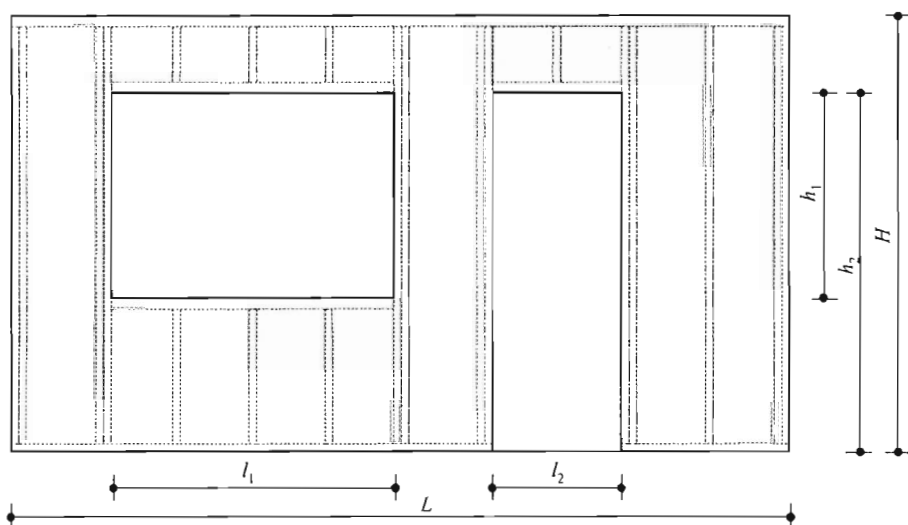
gdzie:

F_f – nośność ściany w pełni pokrytej poszyciem,

L – długość ściany,

l_i – szerokość otworów w ścianie.

Sugiyama we współpracy z Yasumą opracował metodę projektowania ścian z otworami, opartą na współczynniku wytrzymałości na ścinanie [29]. Wspólnie z Matsumoto [23] przedstawił trzy równania prezentujące współczynnik spadku nośności ściany z otworem na działanie obciążeń poziomych, dla trzech kątów odkształcenia ściany równych 1/60, 1/100 i 1/300 radiana.



Rys. 1. Oznaczenia wymiarów do obliczenia nośności ściany z otworem

Współczynnik ten dla kąta nachylenia odkształcenia postaciowego tarczy ściiennej równego 1/100 radiana opisany był równaniem:

$$f = \frac{r}{3 - 2r} \quad (2)$$

gdzie:

r – współczynnik powierzchni poszycia w ścianie, określany z zależności:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{\sum h_i \cdot l_i}{H \cdot \sum l_i}} \quad (3)$$

H , h_i , l_i – odpowiednio wysokość ściany, wysokość i długość otworów w ścianie.

Dla kąta równego 1/60 radiana współczynnik obliczany był ze wzoru:

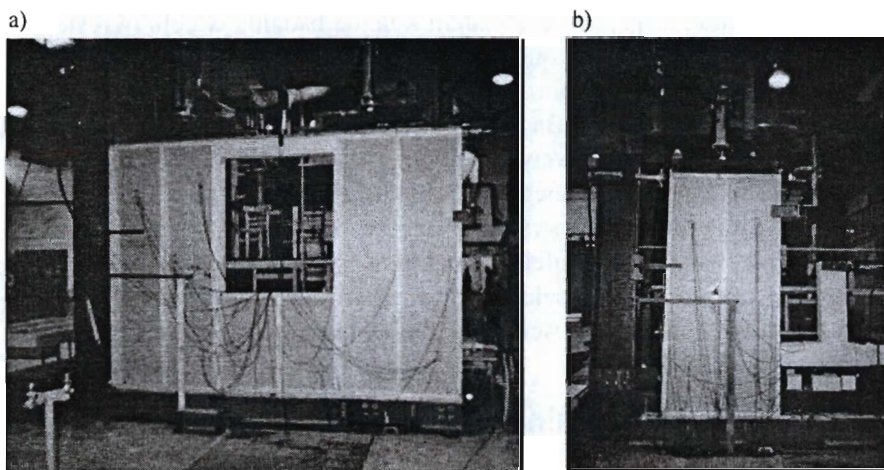
$$f = \frac{r}{2 - r} \quad (4)$$

natomiast dla kąta równego 1/300 radiana wyznaczano go z poniższego równania:

$$f = \frac{3r}{8 - 5r} \quad (5)$$

Badania wcześniejsze skupiały się prawie wyłącznie na ocenie wpływu obciążeń poziomych na nośność i sztywność ścian. Analiza wpływu równoczesnego obciążania konstrukcji obciążeniem tak pionowym, jak i poziomym była celem prac Maleszy [14] i Baszenia [1].

Malesza przeprowadził badania eksperymentalne nad ścianami pełnymi [14]. Badał on wpływ obciążeń pionowych i poziomych na charakterystykę pracy konstrukcji ściany. W wyniku przeprowadzonych badań i towarzyszących im analiz zauważył, że nieliniowość pracy połączenia poszycia ze szkieletem drewnianym była głównym czynnikiem powodującym nieliniowy charakter pracy całej konstrukcji. O sposobie pracy konstrukcji decydował poziom obciążenia łączników.



Rys. 2. Konstrukcje badanych ścian [1] a) ściana z otworem, b) ściana smukła

Baszeń w swoich badaniach [1] analizował wpływ otworów na nośność ścian poddawanych działaniom obciążeń poziomych i pionowych. Zauważył, że występowanie otworu powodowało spadek sztywności konstrukcji, przy równoczesnym wzroście nośności takiej ściany. Na wzrost nośności wpływało większe sumaryczne pole przekroju słupków w konstrukcji z otworem, ponieważ przy otworze były słupki podwójne. Pokazuje to rysunek 2a.

Innym celem badań było określenie charakteru pracy łącznika poszycie – szkielet. W tym celu analizowana była ściana smukła, a konkretnie przemieszczenia względne poszycia i szkieletu w miejscu obserwowanego łącznika. Przykład analizowanej ściany pokazano na rysunku 2b.

1.2. Badania doświadczalne nad elementami stropowymi

Pierwsze badania nad elementami stropowych prowadzono w Stanach Zjednoczonych już w latach 50. XX wieku. Pierwsze próby oszacowania wpływu otworów na nośność elementów stropowych przeprowadzili w swoich badaniach Tissel i Elliot [26], jednakże wyniki te nigdy nie zostały do końca zweryfikowane.

Badania nad elementami stropowymi prowadzono także w Japonii, jednakże większość opracowań wydano jedynie po japońsku. Jednym z głównych badaczy był Kamiya. Przeprowadził badania doświadczalne oraz analizy opracowanego przez siebie modelu obliczeniowego „membrana – tężnik”. W kolejnych badaniach zweryfikował swój model, tym razem różnicując wymiary oraz położenie otworów

[10]. Wspólnie z Itanim [9] przeprowadzili kolejne badania w celu określenia rozkładu sił podłużnych w ryglach otaczających otwór, a zatem idzie wpływu tych sił na wielkości naprężeń w poszyciu.

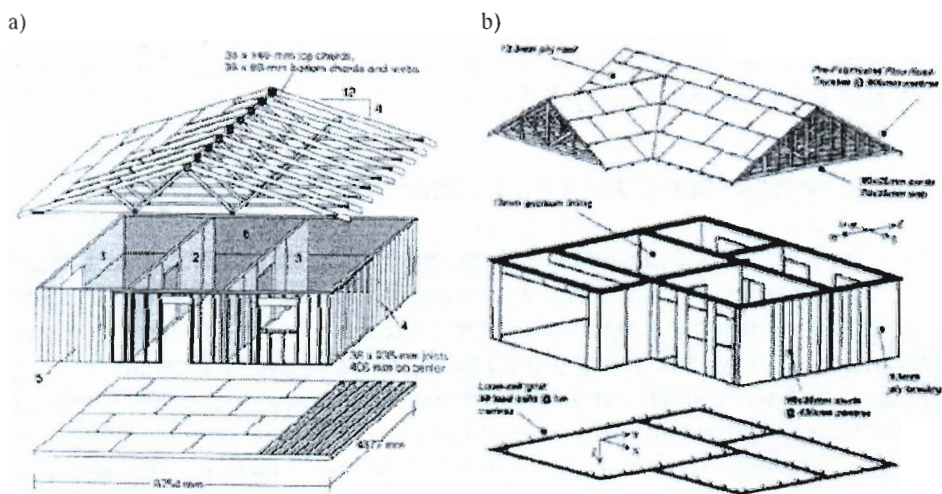
Badając ściany z otworem Baszeń [1] analizował równoległe pracę elementów stropowych. Badał rozkład sił wewnętrznych oraz odkształcalność konstrukcji pod kątem weryfikacji zaproponowanego modelu numerycznego.

Zaobserwował dużą redystrybucję sił wewnętrznych między poszyciem a szkieletem drewnianym. Mniejsza nieliniowość pracy elementu stropowego w stosunku do pracy elementu ściennego spowodowana była większą ilością łączników, a zatem większą sztywnością połączenia poszycie – szkielec.

1.3. Badania doświadczalne nad całymi budynkami

Badania doświadczalne nad całymi budynkami nie były dotąd szeroko prowadzone głównie ze względu na wysoki koszt takich badań oraz trudności w weryfikacji otrzymanych wyników.

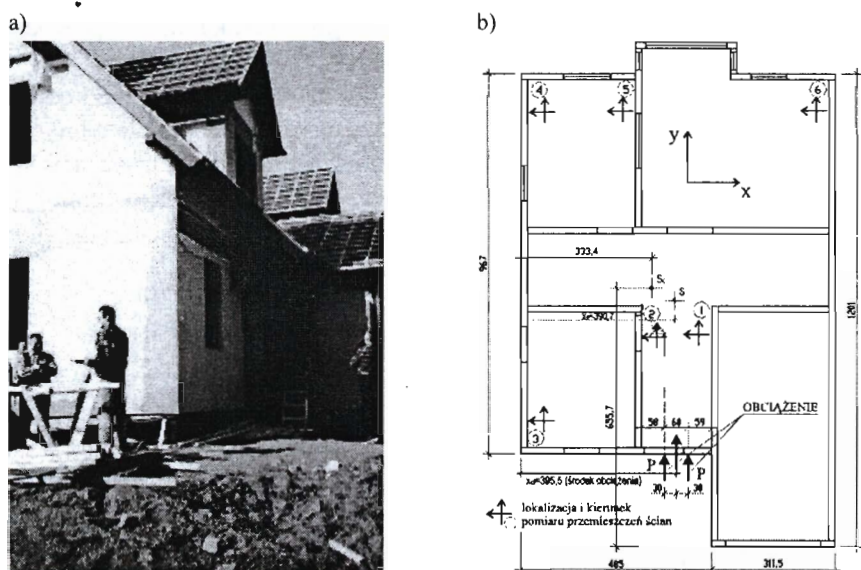
Jeden z pierwszych eksperymentów nad domem szkieletowym w pełnej skali przeprowadzili Tuomi i McCutcheon [27]. Badali oni pełnowymiarowy dom pod symulowanym obciążeniem śniegiem i wiatrem. Kolejne badania przeprowadził Phillips [19], który analizował redystrybucję sił na elementy składowe budynku szkieletowego o prostej konstrukcji (rys. 3a).



Rys. 3. Schemat budynku: a) z badań [19] b) z badań [17]

Wpływ nieregularnego kształtu budynku na redystrybucję sił wewnętrznych oraz odkształcalność budynku badali Paevere, Foliente i Kasal [17] (rys. 3b). Badania te służyły także weryfikacji zaproponowanego modelu numerycznego.

Malesza, Miedziałowski i Malesza [13] analizowali wpływ obciążeń poziomych na przemieszczenia konstrukcji ścian nośnych budynku. Badania przeprowadzono na wznoszonym budynku w stanie surowym. Widok budynku pokazano na rysunku 4a, a rzut poziomy na rysunku 4b.



Rys. 4. Analizowany budynek [13] a) widok b) rzut poziomy

2. Modele numeryczne

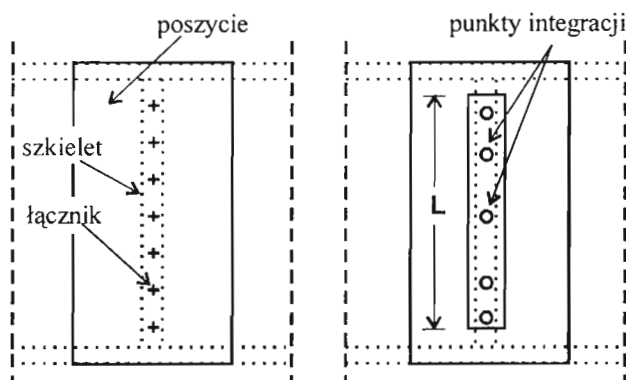
2.1. Elementy ścienne

Rozwój technik komputerowych pozwolił opracować modele opisujące konstrukcje szkieletowe z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Coraz szybsze komputery umożliwiły rozwiązywanie coraz bardziej skomplikowanych i rozbudowanych zadań, przez co stało się możliwe bardziej dokładne opisanie konstrukcji szkieletowych.

Możliwości Metody Elementów Skończonych jako jedną z pierwszych wykorzystał Foschi proponując model numeryczny, w którym element ścienny został opisany jako składający się z czterech elementów składowych [6]. Poszycie opisano za pomocą ortotropowych elementów PSN, pracujących w zakresie sprężystym, szkielet drewniany za pomocą elementów belkowych. Połączenia między słupkami i ryglami zamodelowano za pomocą sprężyn o trzech stopniach swobody, natomiast połączenia między poszyciem i szkieletem za pomocą sprężyn o dwóch stopniach swobody.

Falk i Itani zaproponowali tzw. superelement, który opisywał element poszycia wraz ze wszystkimi przylegającymi do niego łącznikami, co powodowało znaczne zmniejszenie liczby niewiadomych [4].

Dolan zaproponował model [3] podobny do opracowanego przez Foschi'ego. W programie zawarł elementy PSN opisujące poszycie, a także elementy łącznikowe obrazujące docisk płyt poszycia do siebie. Model ten w znaczący sposób wpłynął na analizy numeryczne ścian szkieletowych z poszyciem, zmniejszając czas analiz w stosunku do wcześniejszych modeli.



Rys. 5. Zamiana łączników w złącze ciągłe, jako pojedynczy element skończony [24]

Tarabia i Itani opracowali model, który zakładał płytowo-tarczowy stan pracy elementu ściennego [24]. Nieliniowymi elementami były łączniki opisane za pomocą sprężyn o różnych sztywnościach na ściskanie i rozciąganie. Celem uproszczenia obliczeń wprowadzono możliwość zamiany łączników leżących w jednej linii i łączących poszycie z pojedynczym elementem szkieletu w jedno złącze (rys. 5). Sztywność pojedynczego łącznika opisana była zależnością:

$$\mathbf{k}_i = \mathbf{B}_i^T \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (6)$$

elementu łącznikowego wzorem:

$$\mathbf{K}_{el} = \sum_{i=1}^{N_p} \mathbf{B}_i^T \begin{bmatrix} kd_x & 0 \\ 0 & kd_y \end{bmatrix} \quad (7)$$

gdzie: $kd_x = k_x \cdot \frac{N_p}{L}$, $kd_y = k_y \cdot \frac{N_p}{L}$,

k_x, k_y – odpowiednio sztywność łącznika względem osi x i y we współrzędnych lokalnych elementu, określona z zależności obciążenie – przemieszczenie,

$\mathbf{B}$ – macierz odkształceń.

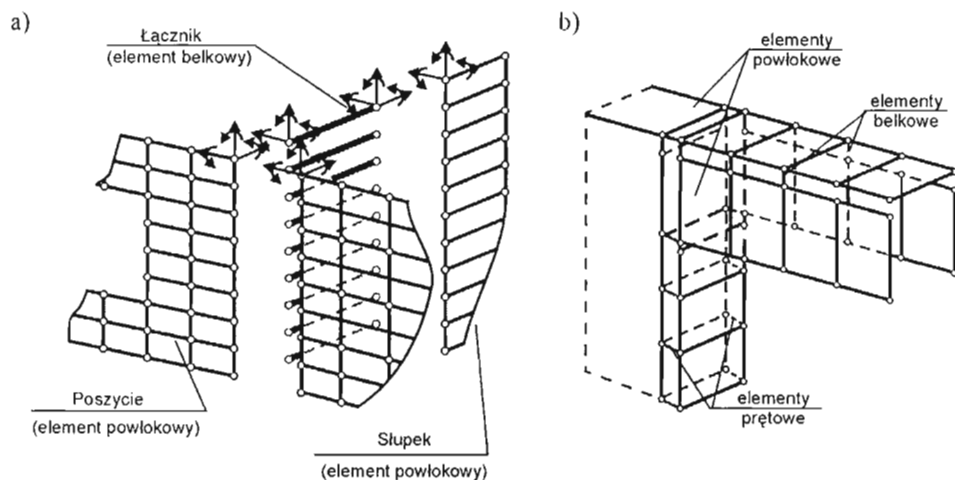
L – długość elementu łącznikowego,

N_p – całkowita liczba punktów integracji łączników i poszycia,

C_i – waga punktu integracji „ i ”.

Malesza w swojej pracy [14] zaproponował opisanie szkieletu i poszycia za pomocą elementów powłokowych, natomiast, co było zupełnie nowym podejściem, łączniki opisał jako elementy belkowe, których charakterystyki określono doświadczalnie.

Baszeń rozszerzył model zaproponowany przez Maleszę przez wprowadzenie otworów czy też wprowadzenie dodatkowych elementów typu podwójne słupki przy otworze, belki nadprożowe czy podokienne [1]. Model fizyczny pokazano na rysunku 6a, natomiast na rysunku 6b pokazano opis nadproża oraz słupków podwójnych przy otworze.



Rys. 6. Model z pracy [1]: a) model fizyczny, b) opis nadproża

Łączniki potraktowano jako miniaturowe belki sztywno zamocowane w poszyciu i szkielecie. Podatność i poślizg takiego połączenia wpływa w decydujący sposób na pracę całej konstrukcji. Przyjęcie schematu pracy belki zadecydowało, że łączniki opisano za pomocą elementów belkowych o sześciu stopniach swobody. Wektor odkształceń pojedynczego elementu łącznikowego opisano zależnością:

$$\varepsilon = \{\varepsilon_x, \beta_y, \beta_z, \chi_y, \chi_z, \chi_s\} = \left\{ \frac{N_x}{EA}, \frac{k_y T_y}{GA}, \frac{k_z T_z}{GA}, \frac{M_y}{EJ_y}, \frac{M_z}{EJ_z}, \frac{M_s}{EJ_s} \right\}, \quad (8)$$

macierz sił przekrojowych opisano wzorem:

$$\mathbf{W} = \{N_x, T_y, T_z, M_y, M_z, M_s\}, \quad (9)$$

macierz konstytutywna ma postać:

$$\mathbf{D} = \left[EA, \frac{GA}{k_y}, \frac{GA}{k_z}, EJ_y, EJ_z, EJ_s \right] \quad (10)$$

przy czym wielkości EA, GA, EJ są to zastępcze sztywności łączników, obliczone na podstawie otrzymanej doświadczalnie krzywej opisującej poślizg połączenia.

Przy założeniu, że materiał z jakiego wykonano łącznik był materiałem izotropowym, otrzymano zastępczy moduł Younga:

$$E = \xi \cdot C = \frac{l^3}{12J} \left[1 + \frac{3}{4} \cdot (1 + \nu) \alpha \left(\frac{d}{l} \right)^2 \right] \cdot C \quad (11)$$

gdzie:

l, d, J – odpowiednio długość, średnica, moment bezwładności łącznika,

C – podatność określona doświadczalnie z zależności:

$$C = \frac{F}{\delta} \quad (12)$$

gdzie: F, δ – odpowiednio siła obciążająca łącznik i przemieszczenie łącznika.

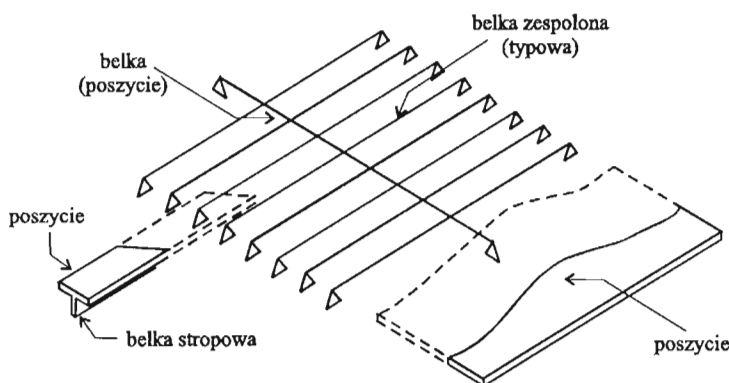
2.2. Elementy stropowe

Jeden z pierwszych modeli stropów zaproponowali Vanderbilt, Goodman i Criswell [28]. Model ten opierał się na założeniu, że poszycie jest zastąpione przez szereg równoległych cięgien prostopadłych do belek stropowych. Postawą teore-

tyczną tego modelu był system belek warstwowych z założonym poślizgiem międzywarstwowym.

Kolejnym krokiem w analizach numerycznych było opracowanie przez Thompsona, Goodmana i Vanderbilta [25] modelu uwzględniającego częściową współpracę przekroju zespolonego, dwukierunkowe zginanie oraz efekt powstawania szczelin. Konstrukcję szkieletu stropu opisano za pomocą zespolonych belek teowych, a poszycie za pomocą prostokątnych belek o odpowiednio dobranych szerokościach.

Dążąc do uzyskania prostszego systemu obliczeniowego McCutcheon zaproponował model analogowy belka-sprężyna [15]. Model ten składał się z układu teowych belek opisujących belki stropowe ze współpracującą częścią poszycia oraz prostokątnej belki opisującej poszycie, podpartej szeregiem elastycznych sprężyn, modelujących ugięcie belek stropowych w połowie ich rozpiętości. Sposób zamiany stropu w układ belka-sprężyna pokazano na rysunku 7.



Rys. 7. Układ wyjściowy do modelu belka – sprężyna [15]

Sztywność na zginanie belki teowej uwzględniającej częściową współpracę przekroju zespolonego McCutcheon określał wzorem:

$$EJ = \frac{EJ_R}{1 + f_{\Delta} \left(\frac{EJ_R}{EJ_U - 1} \right)} \quad (13)$$

gdzie:

EJ_R – sztywność na zginanie, gdy poszycie i belka stropowa są sztywno połączone,
 EJ_U – sztywność na zginanie w przypadku całkowitego odspojenia poszycia od belek,

f_D – współczynnik korekcyjny, uwzględniający częściową współpracę przekroju zespolonego.

Szywność na zginanie EJ_R obliczana była z następującej zależności:

$$EJ_R = EJ_U + \frac{EA_f \cdot EA_w}{EA_f + EA_w} \cdot h^2 \quad (14)$$

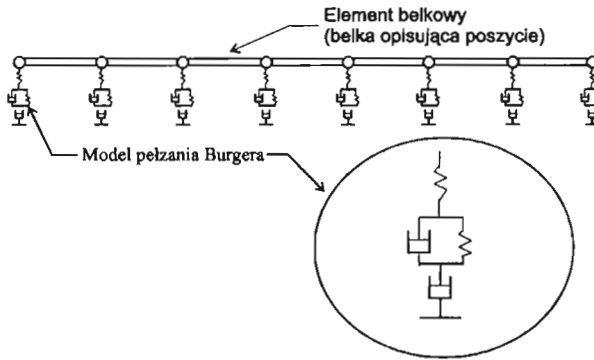
gdzie:

EA_f – szywność półki przekroju teowego (pasma poszycia),

EA_w – szywność środniczka przekroju teowego (belki stropowej),

h – odległość między środkami ciężkości półki i środniczka.

Rozwinięciem modelu zaproponowanego przez McCutcheona [15] był model przedstawiony przez Friedleya, Rosovsky'ego i Honga [7].



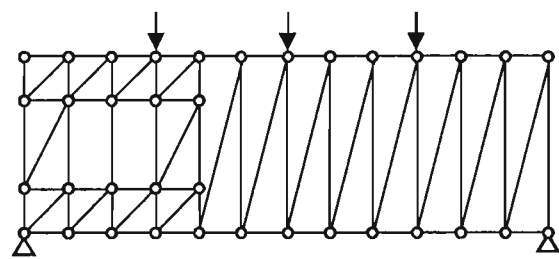
Rys. 8. Modyfikacja modelu belka-sprężyna [7]

Wpływ częściowej współpracy przekroju zespolonego belki teowej został uwzględniony poprzez zredukowanie stałej sprężyny symulującej odkształcenie belek stropowych (rys. 8).

McCutcheon zaproponował, a następnie zweryfikował wzór opisujący częściową współpracę belek z poszyciem na zginanie. W opracowaniu [7] przyjęto, że przekrój częściowo zespolony pracuje jako wiskoelastyczna belka teowa. Założenie to uwzględniono w modelu, przyjmując że naprężenia w elemencie będą identyczne jak w przypadku konstrukcji sprężystej, natomiast odkształcenia i przemieszczenia będą opisane w funkcji czasu.

Kamiya opracował model uproszczony konstrukcji stropu (tzw. „membrana – tężnik”) [10]. Model ten opierał się na założeniu, że konstrukcja stropu pracuje podobnie jak kratownica Virendaala. Poszycie zamieniono w elementy tężnikowe,

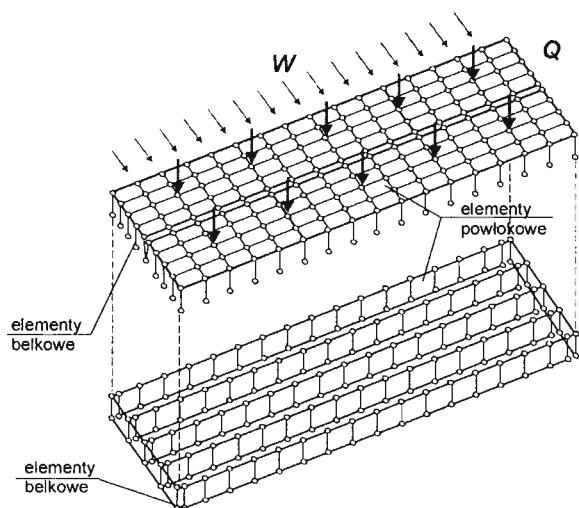
pracujące na ściskanie, których sztywność wyznaczono z cech fizycznych materiału poszycia oraz ilości, rozstawu i danych materiałowych łączników między poszyciem a szkieletem drewnianym. Model ten pokazano na rysunku 9.



elementy skośne:
tężniki opisujące poszycie, pracujące tylko na ścinanie

Rys. 9. Uproszczony model stropu membrana – tężnik [10]

Lei, Lin i Ying-Hei zaproponowali model stropu, który uwzględniał występowanie usztywnień poprzecznych łączących belki stropowe. Łączniki opisano za pomocą specjalnie opracowanych elementów kontaktowych: 2-węzłowego przy połączeniu belek stropowych i usztywnień oraz 4-węzłowego przy połączeniu poszycia i belek stropowych [12].



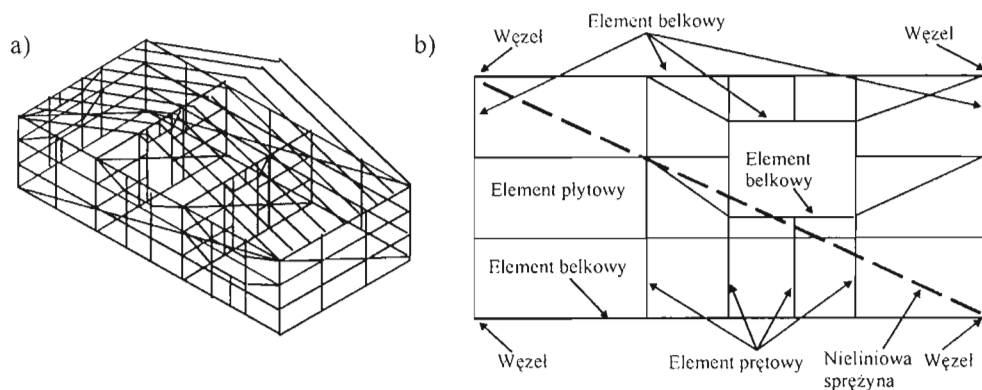
Rys. 10. Model fizyczny stropu z pracy [1]

Zaproponowany przez Baszenia model [1] pozwalał opisać nie tylko elementy ściennie, ale także stropowe. W porównaniu z elementami ściennymi uwzględniano w charakterystykach łączników poszycie-szkielet wpływ docisku. Zaproponowany model pokazano na rysunku 10.

2.3. Modele całych budynków

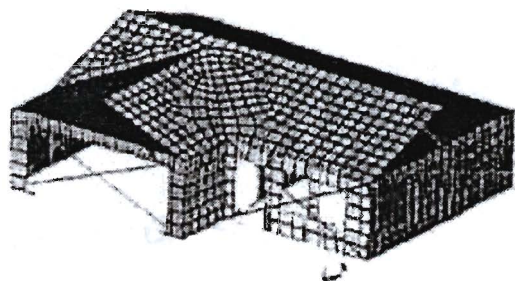
Jednym z pierwszych modeli całych budynków był model przedstawiony przez Schmidta i Moody'ego [22]. Zaproponowali oni przyjęcie elementów poziomych jako elementy sztywne, a nieliniowość pracy konstrukcji budynku uwzględnili w opisie elementów ściennych.

Kasał, Leitch i Itani w swoim modelu [11] zaproponowali zamianę elementów poziomych w superelementy, elementów zaś ściennych w quasi-superelementy. Poszycie opisano za pomocą elementów płytowych, szkielet zaś opisano elementami belkowymi. Diagonalna nieliniowa sprężyna zapewniała odwzorowanie rzeczywistej pracy elementu. Opis całego budynku pokazano na rysunku 11a, a quasi-superelement opisujący ścianę pokazano na rysunku 11b.



Rys. 11. Model budynku [11]: a) cały budynek, b) ściana

Rozwinięciem zaproponowanego modelu był model przedstawiony przez Collinsa, Kasała, Paevere i Foliente [2]. Przykład zamodelowania budynku pokazano na rysunku 12.



Rys. 12. Budynek z badań Collinsa [2]

Wspomniany wcześniej model zaproponowany przez Tarabię i Itaniego [24] umożliwiał analizowanie całych budynków. Jako weryfikację proponowanego modelu przyjęto wyniki otrzymane podczas badań Phillipsa [19].

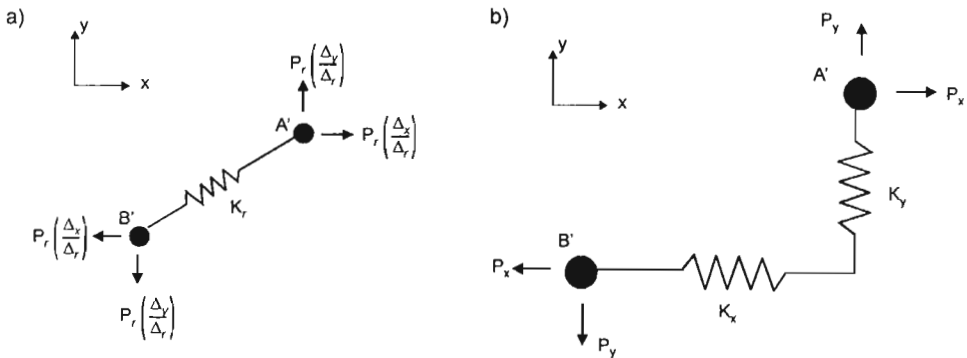
Kolejny model zaproponowany przez Folza i Filiatraulta [5] przyjmował, że elementy stropowe są sztywne; nieliniowo pracujące ściany zamieniono w układy sprężyn. Podobne podejście do problemu zaprezentowali Paevere, Foliente i Kasal w swoim opracowaniu [17]. Model zweryfikowano wynikami z badań doświadczalnych.

2.4. Modele numeryczne łączników

Praktycznie wszystkie analizy wykazywały, że największy wpływ na nieliniowy charakter pracy elementów w budynku w technologii lekkiego szkieletu mają łączniki. Sposób modelowania tych połączeń był różny i zależał od przyjętego modelu numerycznego.

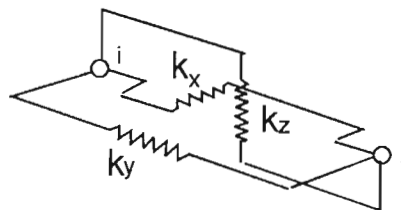
Foschi w swoich studiach [6] proponował opisanie łączników nieliniowymi sprężynami o dwóch lub trzech stopniach swobody, przy czym połączenia szkieletu miały trzy stopnie swobody, natomiast łączniki na styku poszycia i szkieletu dwa, model łącznika pokazano na rysunku 13a. Charakterystyki materiałowe przyjęto po dogłębnych studiach materiałowych.

Podobne podejście zaprezentowali w swoim opracowaniu Itani i Cheung [8]. Oni również opisali łączniki za pomocą sprężyn, jednak zamiast jednej sprężyny wprowadzili układ dwóch prostopadłych do siebie (rys. 13b).



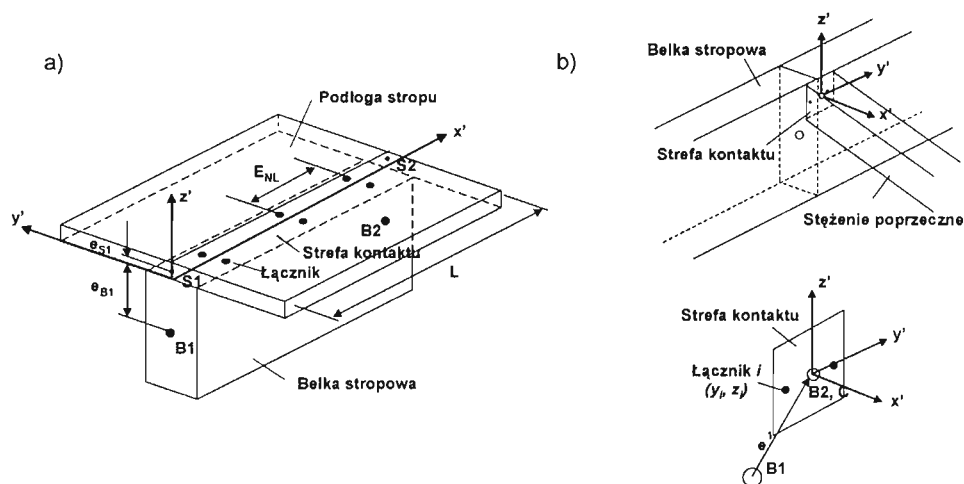
Rys. 13. Modele łącznika: a) Foschiego [6], b) Itaniego i Cheunga [8]

Tarabia i Itani [24] przyjęli, że łączniki łączące poszycie ze szkieletem drewnianym składać się będą z układu dwóch prostopadłych, współpracujących ze sobą nieliniowych sprężyn. Każda sprężyna miała trzy sztywności, w tym dwie w płaszczyźnie oraz jedną na kierunku sił podłużnych, rysunek 14. Elementy łączące części szkieletu opisano za pomocą jednej nieliniowej sprężyny o różnych sztywnościach na ściskanie, rozciąganie i ścinanie.



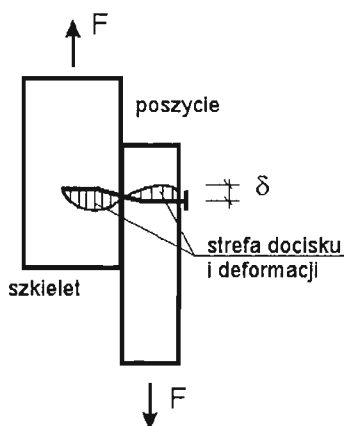
Rys. 14. Model łącznika wg Tarabii i Itaniego [24]

Lei, Lin i Ying-Hei [12] zaproponowali opisanie połączeń między poszyciem a szkieletem drewnianym stropu za pomocą czterowęzłowego elementu kontaktowego, natomiast połączenie między belkami stropowymi a poprzecznymi usztywnieniami za pomocą dwuwęzłowego elementu kontaktowego. Sposób zamodelowania pokazano na rysunku 15.



Rys. 15. Sposób opisu strefy kontaktu w pracy [12]: a) element czterowzlowy, b) element dwuwzlowy

Zupełne inne podejście można było zaobserwować w pracach Maleszy [14] i Baszenia [1]. Łączniki opisano za pomocą belkowych elementów o sześciu stopniach swobody. Elementy te rozpatrywano jako belki obustronnie utwierdzone, z uwzględnieniem występowania stref docisku (rys. 16), a co za tym idzie zmniejszeniem sztywności połączeń.



Rys. 16. Sposób pracy pojedynczego łącznika wg [14]

Zastępczą sztywność takiego połączenia opisano zależnością (11). W przypadku elementów stropowych przy określaniu podatności połączenia należało uwzględnić odmienny charakter pracy pod działaniem obciążenia prostopadłego do powierzchni stropu.

Podatność złącza opisana współczynnikiem C uwzględniała wpływ docisku płyt poszycia do belek stropowych oraz ewentualnie tarcie występujące na oparciu stropu na ścianie czy ściany na fundamencie. Opisano ją następującym równaniem:

$$C_1 = C \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (15)$$

gdzie:

$$\alpha_1 = 1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}$$

A_1, A_2 – powierzchnia docisku przypadająca na pojedynczy łącznik,

E_1, E_2 – moduły sprężystości dla stali i drewna.

$$\alpha_2 = 1 - \frac{T}{F}$$

T – siła tarcia przypadająca na pojedynczy łącznik,

F – siła w pojedynczym łączniku.

Podsumowanie

Chociaż w ostatnich latach badania doświadczalne i analizy numeryczne nad pracą elementów budynków drewnianych i całych budynków prowadzono w szerokim zakresie, to jednak problem ten nie jest do końca rozpoznany.

Badania doświadczalne pozwalają poznać w sposób ogólny zachowanie się konstrukcji szkieletowych. Są też dobrym sposobem weryfikacji proponowanych modeli numerycznych. Poznanie dokładnego charakteru pracy tego rodzaju budynków jest możliwe tylko z wykorzystaniem modeli numerycznych.

Dążyć należy do opracowania jak najdokładniejszych modeli numerycznych uwzględniających nie tylko charakter pracy pojedynczych elementów składowych, ale także ich współpracę w konstrukcji całego budynku szkieletowego.

Pracę wykonano w ramach pracy własnej W/IIB/14/06.

Literatura

- [1] Baszeń M.: Model obliczeniowy elementów z otworami konstrukcji szkieletowych budynków drewnianych z poszyciem wraz z weryfikacją doświadczalną. Praca doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok 2004.
- [2] Collins M., Kasal B., Paevere B., Foliente G.C.: Three-Dimensional Model of Light Frame Wood Buildings. I: Model Description. Journal of the Structural Division, ASCE, 2005, 131(4), s. 676 – 683.
- [3] Dolan J.D.: The Dynamic response of Timber Shear Walls. Praca doktorska, University of British Columbia, Vancouver, Kanada 1989.
- [4] Falk R.H., Itani R.Y.: Finite Element Modeling of Wood Diaphragms. Journal of the Structural Engineering, ASCE, 1989, 115(3), s.543 – 559.
- [5] Folz B., Filiatrault A.: SAWS Version 1.0: A Computer Program for Seismic Analysis of Woodframe Buildings. Structural System Research, Rep. No SSRP 2001/09, University of California, San Diego, 2001.
- [6] Foschi R.O.: Analysis of Wood Diaphragms and Trusses. I: Diaphragms. Canadian Journal of the Structural Engineering, 1977, 4(3), s. 345 – 352.
- [7] Fridley K.J., Rosowsky D.V., Hong P.: Time-dependent service-load behavior of wood floors: analytical model. Computers & Structures, 1997, 66(6), s. 847 – 860.
- [8] Itani R.Y., Cheung C.K.: Non-linear analysis of sheathed wood diaphragms. Journal of the Structural Engineering, ASCE, 1984, 110(9), s.2137 – 2147.
- [9] Kamiya F., Itani T.: Design of Wood Diaphragms with Openings. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(7), s. 839 – 848.
- [10] Kamiya F.: Horizontal Plywood Sheathed Diaphragms with Openings: Static Loading Tests and Analysis. International Engineering Timber Conference, Tokio, Japan, 1990.
- [11] Kasal B., Leichti R., Itani R.: Nonlinear Finite – Element Model of Complete Light Frame Wood Structures. Journal of the Structural Division, ASCE, 1994, 120(1), s. 100 – 119.
- [12] Lei, Lin, Ying-Hei: Finite_element Model of Wood-Based Floors with Lateral Reinforcements. . Journal of the Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(7), s. 1097 – 1107.
- [13] Malesza M., Miedziałowski Cz., Malesza J.: Badania doświadczalne konstrukcji nośnej szkieletowego budynku drewnianego. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2002.

- [14] Malesza M.: Redystrybucja sił wewnętrznych i odkształcalność tarcz ściennych z nośnym drewnianym szkieletem i współpracującym poszyciem. Praca doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok, 1997.
- [15] McCutcheon W.J.: Deflection of uniformly loaded floors: A beam spring analog. Reasearch Paper FPL 449, U.S.D.A. Forest Product Laboratory, Madison 1984.
- [16] McCutcheon W.J.: Racking Deformation in Wood Shear Walls. *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, 1985, 111(2), s. 257 – 269.
- [17] Paevere P.J., Foliente G.C., Kasal B.: Load-sharing and Re-distribution in One-story Woodframe Building. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2003, 129(9), s. 1275 – 1284.
- [18] Patton-Mallory M., McCutcheon W.J.: Predicting Racking Performance of Walls Sheathed on Both Sides. *Forest Product Journal*, 1987, 37(9), s. 27 – 32.
- [19] Phillips T.L.: Load Sharing Characteristics of Three-Dimensional Wood Diaphragms. Praca magisterska. Washington State University, 1990.
- [20] Price E.W., Gromala D.S.: Racking Strength of Walls Sheathed with Structural Flakeboards Made From Southern Spieces. *Forest Product Journal*, 1980, Vol. 30(12), s. 19 – 23.
- [21] Rose J.D., Keith E.L.: Wood Structural Panel Shear Walls with Gypsum Wallboard and Window/Opening. APA Research Report 157, 1996.
- [22] Schmidt R.J., Moody R.C.: Modeling Laterally Loading Light-Framed Buildings. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 1989, 115(1), s. 201 – 217.
- [23] Sugiyama H., Matsumoto T.: Empirical Equations for the Estimation of Racking Strenght of Plywood-Sheathed Wall with Opening. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, Trans. of A.I.J., 1994.
- [24] Tarabia A.M., Itani R.Y.: Static and Dynamic Modeling of Light-Frame Wood Buildings. *Computers & Structures*, 1997, 63(2), s. 319 – 344.
- [25] Thompson E.G., Goodman J.R., Vanderbilt M.D.: FEAFL0: a Program for Analysis of Layered Wood Systems. *Computers and Structures*, 1977, 7, s. 237 – 248.
- [26] Tissel J.R., Elliott J.R.: Plywood Diaphragms. APA Laboratory Report 138, American Plywood Association, 1981.
- [27] Tuomi R.L., McCutcheon W.J.: Testing of a Full-Scale House Under Simulated Snow Loads and Wind Loads. Report FLP 301, USDA Forest Service, 1977.
- [28] Vanderbilt M.D., Goodman J.R., Criswell M.E.: Service and overload behavior of wood joist floor system. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 1974, 100(1), s. 11 – 20.

- [29] Yasumara M., Sugiyama H.: Shear Properties of Plywood-Sheathed Wall Panels with Openings. Transaction of Architectural Institute of Japan, 1984, No 338, s. 88 – 98.
- [30] Zacher E.G., Gray R.G.: Lessons Learned from Dynamic Tests of Shear Panels. W: Structural Design, Testing and Analysis, ASCE, Nowy York, 1990, s. 134 – 142.

WOODEN FRAME BUILDINGS – THE ACTUAL RESEARCH PROBLEMS

Summary: This work is review of trend in experimental and numerical researches over wooden frame buildings. There were presented directions of experimental researches over component elements or whole structures of wooden buildings. In the next part of article there were shown proposed numerical models describing work behavior of component elements and whole structures made in technology of light wood frame buildings.

Key words: wooden framed buildings, experimental researches, numerical models

Michał Bołtryk, Dorota Małaszkiwicz*

Wpływ frakcji wypełniacza organicznego na właściwości trzcinobetonu

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań własnych dotyczących optymalizacji frakcji wypełniacza organicznego w postaci trocin z drzew iglastych (frakcja 0/2 mm) i trzciny (frakcja 2/10 mm i 10/20 mm). Ustalono, że w wyniku zastosowania optymalnego stosu okruszowego można uzyskać trzcinobeton o bardzo dobrych właściwościach fizyko-mechanicznych.

Słowa kluczowe: trociny z drzew iglastych, wypełniacz z trzciny, trzcinobeton

Wstęp

Rozwój gospodarczy kraju, wzrost świadomości ekologicznej społeczeństwa oraz względy ekonomiczne wymuszają na przemyśle poszukiwanie nowych materiałów budowlanych, najlepiej z surowców odnawialnych za życia człowieka. Takimi materiałami mogą być odpady drzewne, trzcina pospolita *Phragmites*, trzcina *Miscanthus* i inne materiały pochodzenia organicznego. W niektórych regionach kraju, szczególnie na Śląsku, szereg surowców mineralnych jest na wyczerpaniu, a ich eksploatacja staje się coraz mniej opłacalna. Ponadto ochrona środowiska naturalnego w znacznym stopniu ogranicza możliwości pozyskiwania surowców naturalnych potrzebnych w budownictwie.

* Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Niezbędne wydaje się więc przyspieszenie prac badawczych dotyczących wykorzystania surowców odnawialnych, surowców odpadowych oraz ponownego wykorzystania kruszywa pochodzącego z przeróbki odpadów budowlanych. Stosowne badania w tym zakresie prowadzi od wielu lat Instytut Inżynierii Budowlanej Politechniki Białostockiej [2,3]. W pracy [1] autorzy przedstawili wyniki badań własnych nad mineralizacją trzciny przy zastosowaniu różnych środków i preparatów alkalicznych. Najskuteczniejsza okazała się mineralizacja trzciny z zastosowaniem $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ w ilości 9% i $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 18% w stosunku do masy trzciny. Z uwagi na cylindryczny kształt wypełniacza trzcinowego postanowiono zoptymalizować stos okruszowy do mieszanki trzcinobetonowej. Ponadto zauważono w trakcie badań, że z uwagi na brak najmniejszej frakcji 0/2 mm mieszanka trzcinobetonowa jest trudno urabialna, a po stwardnieniu beton lekki jest bardzo jamisty, a zatem bardzo nasiąkliwy i obniżoną wytrzymałość na ściskanie. W celu przezwyciężenia powyższych problemów autorzy pracy proponują jako frakcję 0/2 mm zastosować trociny z drzew iglastych, natomiast pozostałe frakcje 2/10 i 10/20 mm komponować z wypełniacza trzcinowego.

1. Badania własne

W badaniach własnych jako wypełniacz zastosowano trzcinę rzeczną oraz trociny z drzew iglastych. Trzcinę ścięto w grudniu w miejscowości Jeńki, gmina Sokoły. Po wysuszeniu i oddzieleniu kwiatostan pocięto na odcinki długości do 20 mm i przesiano przez sita w celu uzyskania dwóch frakcji: 2/10 mm (kruszywo drobne trzcinowe) i 10/20 mm (kruszywo grube trzcinowe). Trociny z drzew iglastych dostarczono z tartaku w Supraślu, a następnie wysuszono i przesiano przez sita w celu uzyskania frakcji 0/2 mm. Jako spoiwo użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5 R oraz CEM I 42,5 R z Cementowni Chełm, zgodnego z normą PN-EN 197-1. Do mineralizacji wypełniacza zastosowano siarczan glinu w postaci stałej uwodnionej $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, rozpuszczając w wodzie destylowanej (odczyn kwaśny pH 3-5), a następnie wapno hydratyzowane $\text{Ca}(\text{OH})_2$, rozpuszczając również w wodzie destylowanej.

Skład mieszanki trzcinobetonowej zaprojektowano na podstawie trójkąta do orientacyjnego określania składu 1 m³ wiórobetonu [5]. Po zarobach próbných ostatecznie badania laboratoryjne przeprowadzono na składzie o następujących proporcjach składników: cement 382 kg, kruszywo organiczne (trociny i trzcina) 130,5 kg, woda 356 dm³. W celu optymalizacji zawartości poszczególnych frakcji

w stosie okruszowym przeprowadzono badania na dziewięciu zarobach (tab.1). W poszczególnych zarobach ilość cementu, wody i wypełniacza organicznego była taka sama, zmieniała się natomiast zawartość procentowa poszczególnych frakcji w stosie okruszowym.

Tabela 1. Procentowe zawartości kruszywa w poszczególnych seriach

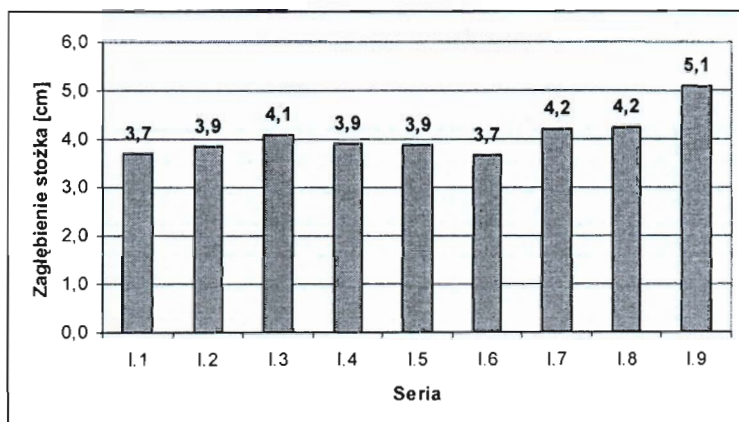
Seria I	Zawartość frakcji w stosie okruszowym [%]		
	Trociny 0/2 mm	Trzcina 2/10mm	Trzcina 10/20 mm
I.1	0	50	50
I.2	9	45	46
I.3	18	41	41
I.4	27	37	36
I.5	33	33	34
I.6	37	37	26
I.7	41	41	18
I.8	45	45	10
I.9	50	50	0

Konsystencję mieszanki trzcinobetonowej określano metodą stożka opadowego [1]. Z mieszanki formowano próbki sześciennie w formach stalowych 10x10x10 cm z nadstawkami. Zagęszczanie mieszanki odbywało się ręcznie przy użyciu ubijaka, 15 uderzeń ubijaka na powierzchnię próbki z wysokości 10 cm. Górną powierzchnię próbek wyrównywano zaprawą cementową warstwą o grubości ok. 0,5 cm. Ze względu na występowanie zjawiska tzw. odprężania, próbki rozformowywano po upływie 48 godzin. Po rozformowaniu próbki przechowywano w warunkach powietrzno-suchych, tj. w temperaturze 20 ± 5 °C i wilgotności względnej powietrza 50-60 %. Po 28 dniach dojrzewania trzcinobetonu przeprowadzono badanie laboratoryjne gęstości pozornej, nasiąkliwość i wytrzymałość na ściskanie według metody podanej w pracy [1].

2. Wyniki badań i ich analiza

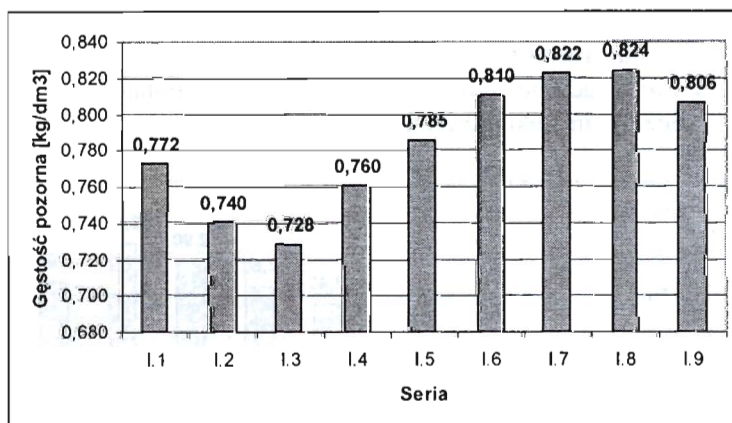
Na rysunku 1 przedstawiono wyniki badania konsystencji mieszanek trzcinobetonowych (wg metody stożka opadowego) w zależności od procentowej zawartości poszczególnych frakcji kruszywa organicznego w stosie okruszowym. Wartości przedstawione na rys. 1 są wartościami średnimi z czterech oznaczeń. Z uży-

skanych zależności wynika, że na urabialność mieszanki trzcinobetonowej ma bezpośredni wpływ zawartość najdrobniejszej i najgrubszej frakcji kruszywa. Zwiększenie zawartości najdrobniejszej frakcji wpływa na konsystencję korzystnie, a najgrubszej – negatywnie. Zarób 1.9 (rys. 1) bez frakcji 10/20 mm ma największą wartość konsystencji i jest najlepiej urabialny.



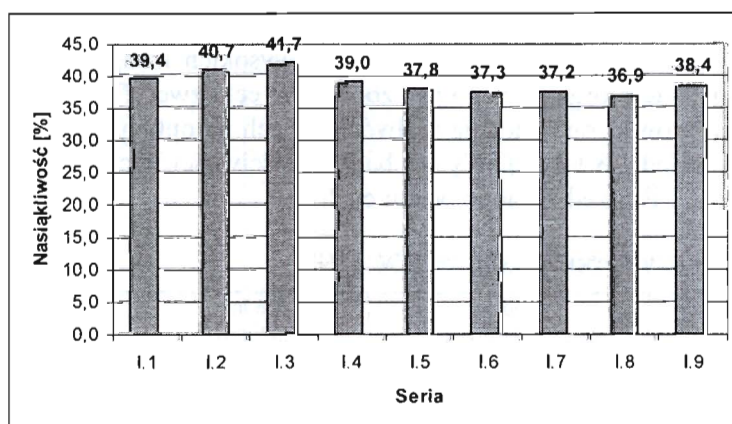
Rys. 1. Konsystencje mieszanek trzcinobetonowych

Na rys. 2 z kolei przedstawiono wyniki badania gęstości pozornej poszczególnych zarobów trzcinobetonowych w zależności od procentowej zawartości poszczególnych frakcji wypełniacza w stosie okruszowym. Średnią gęstość obliczono z trzech pomiarów. Jak wynika z uzyskanych danych, gęstość pozorna trocino-betonu zależy od zawartości poszczególnych frakcji w stosie okruszowym. Największą gęstość pozorną uzyskano dla składu 1.8 z minimalną (10%) zawartością frakcji grubej 10/20 mm. Gęstość pozorna trzcinobetonu zależy głównie od jego składu, metody zagęszczania oraz urabialności mieszanki trzcinobetonowej. Przy stałych warunkach zagęszczania oraz stałym składzie trzcinobetonu najistotniejszy wpływ na gęstość pozorną ma konsystencja mieszanki trzcinobetonowej (rys. 1), czyli zawartość poszczególnych frakcji w stosie okruszowym.



Rys. 2. Gęstości pozorne mieszanek trzcinobetonowych

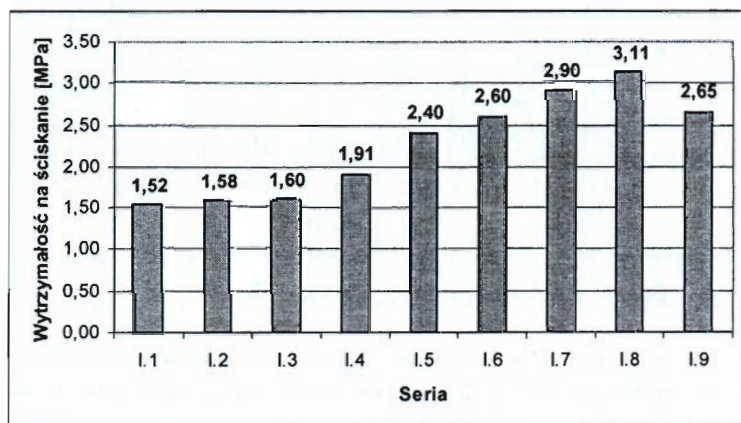
Wyniki badania nasiąkliwości trzcinobetonu w zależności od procentowej zawartości poszczególnych frakcji kruszywa organicznego przedstawiono na rys. 3. Najmniejszą nasiąkliwość trzcinobetonu uzyskano przy następującym składzie stosu okrucowego: trociny – 45%, trzcina frakcji 2/10 mm – 45% i trzcina frakcji 10/20 mm – 10 mm (zarób 1.8).



Rys. 3. Nasiąkliwości mieszanek trzcinobetonowych

Zależność średnich wytrzymałości na ściskanie trzcinobetonu od zawartości procentowych poszczególnych frakcji przedstawiono na rys. 4. Największą wytrzymałość na ściskanie, podobnie jak w przypadku nasiąkliwości, uzyskano dla

zarobu 1.8. W przypadku optymalnego stosu okruszowego (frakcja 0/2 mm - 45%, 2/10 mm - 45% oraz 10/20 mm - 10%) wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach twardnienia w warunkach powietrzno-suchych wzrosła o ponad 100 % w stosunku do składu 1.1 (bez trocin frakcji 0/2 mm).



Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie trzcinobetonu

W części końcowej badań sprawdzono zalecenia badaczy amerykańskich w zakresie technologii mineralizacji kruszywa trzcinowego. Według pracy [4], przy stosowaniu cementów szybkosprawnych wysokich klas, mineralizacja chemiczna wypełniacza organicznego jest zbędna. W celu zweryfikowania powyższej hipotezy przeprowadzono badania w dwóch seriach na optymalnym składzie kruszywowym (skład 1.8 tab. 1). Wyniki badań właściwości trzcinobetonu z cementem CEM I 42,5 R przedstawiono w tablicy 2.

Tabela 2. Właściwości trzcinobetonu z cementem CEM I 42,5R

Receptura	Średnia gęstość pozorną ρ_p [kg/dm ³]	Średnia nasiąkliwość n_w [%]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Mineralizowana $Al_2(SO_4)_3$ i $Ca(OH)_2$	0,930	24,63	1,56
Bez mineralizatora	0,935	20,75	0,76

W wyniku zastosowania cementu wyższej klasy zwiększyła się gęstość pozorną trzcinobetonu, zmniejszyła się średnia nasiąkliwość, lecz (co jest najistotniejsze), zmniejszyła się znacznie wytrzymałość na ściskanie. Wyjaśnienie tych zależ-

ności wymaga dodatkowych badań przy większej populacji próbek. Wyniki te jednak potwierdzają celowość stosowania technologii mineralizacji trzciny przy stosowaniu jej jako wypełniacza do betonu.

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

1. W wyniku zastosowania optymalnego składu stosu okruszowego można uzyskać trzcinobeton o bardzo dobrych właściwościach fizykomechanicznych. Wytrzymałość na ściskanie wzrasta od 1,5 MPa do 3,1 MPa, poprawia się urabialność mieszanki trzcinobetonowej, zmniejsza się nasiąkliwość oraz nieznacznie wzrasta gęstość pozorna trzcinobetonu.
2. Pomimo stosowania cementu wysokiej klasy (CEM I 42,5 R) w trzcinobetonie, mineralizacja wypełniacza organicznego roztworem siarczanu glinu i wodorotlenkiem wapnia jest nieodzowna.
3. Z uwagi na kurczące się złoża kruszyw mineralnych do betonu oraz ze względów ekologicznych, wykorzystanie surowców odnawialnych i odpadowych pochodzenia organicznego w budownictwie staje się uzasadnione.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej własnej W/IIB/5/05.

Literatura

1. Bołtryk M., Rutkowska W.: Mineralizacja trzciny pospolitej (*Phragmites communis Trin*). Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej
2. Małaszkiwicz D.: Experimental Study On The Quality Of Recycled Aggregate And Recycled Aggregate Concrete. 8th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques organized by IABSE Lithuanian Group, Lithuanian Academy of Sciences, VGTU Civil Engineering Faculty. Wilno, May 2004.
3. Bołtryk M., Abdullah T., Lelusz M.: Optymalizacja składu wibrobetonu w aspekcie zmniejszenia zużycia cementu. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo Nr 10/1991
4. Höhn H.: Metod for producing concrete or mortar using vegetal aggregate, United States Patent Application Number 90627, August 9, 2000.

5. Dawdo Cz., Wiórobeton w budownictwie, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1994

INFLUENCE OF FRACTION OF ORGANIC FILLER UPON REED-CONCRETE PROPERTIES

Abstract: Experimental results concerning optimization of the fraction of organic filler in the form of conifer sawdust (fraction 0/2 mm) and common reed grass *Phragmites australis* (fraction 2/10 and 10/20 mm) are presented in this paper. It has been found that as a result of optimization of grain size distribution it is possible to obtain reed-concrete characterized by good technical features.

Key words: conifer sawdust, reed filler, reed-concrete

*Dorota Dworzańczyk**

Analiza wpływu domieszki upłynniającej na wybrane cechy zapraw cementowych

Streszczenie: W artykule przedstawiono badania jakie przeprowadzono na Politechnice Białostockiej przy zastosowaniu superplastyfikatora do zapraw cementowych. Zakres badań obejmował badania normowe cementów wyprodukowanych w jednej cementowni: CEM I 32,5R; CEM I 42,5R i CEM II A-V 42,5N. Badania własne wykonano na zaprawach cementowych i dotyczyły one określenia wpływu zastosowanej domieszki na konsystencję i plastyczność świeżej zaprawy, gęstość objętościową, nasiąkliwość, mrozoodporność, wytrzymałość na ściskanie i zginanie po 28 dniach dojrzewania oraz na zawartość wody związanej w produktach hydratacji i hydrolizy oraz zawartość wodorotlenku i węgla wapnia.

Słowa kluczowe: superplastyfikatory, zaprawa cementowa, derywatografia, termogravimetria, analiza termiczna

1. Domieszki upłynniające

Domieszki upłynniające, tzw. superplastyfikatory zwiększają ciekłość mieszanek betonowych i zapraw w sposób bardziej intensywny niż domieszki uplastyczniające (możliwość zmniejszenia ilości wody od 18 do 30%). Efektów tak dużego upłynnienia mieszanki nie można uzyskać stosując plastyfikatory, nawet w dużych ilościach, przede wszystkim z uwagi na występujące wówczas duże opóźnienie wią-

* Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

zania i napowietrzenie. Superplastyfikatory umożliwiają wytwarzanie betonów o bardzo niskim współczynniku w/c.

Superplastyfikatory to rozpuszczalne w wodzie polimery organiczne, syntezowane w procesie polimeryzacji, umożliwiającym powstanie molekuł o długich łańcuchach i dużej masie cząsteczkowej. Dzięki takiej budowie możliwe jest otoczenie ziarenek cementu i „doładowanie” ich ładunkiem ujemnym, aby się odpychały. W efekcie następuje peptyzacja i rozproszenie ziaren cementu, co przyspiesza hydratację cementu. Superplastyfikatory nie zmieniają mikrostruktury uwodnionego zaczynu cementowego. Opóźniają hydratację C_3A , co w konsekwencji powoduje powstawanie małych kryształów ettryngitu, o kształcie sześciennym, i poprawia urabialność zaczynu cementowego.

Superplastyfikatory nie wpływają znacząco na czasy wiązania. Przy zastosowaniu cementów z pyłem krzemionkowym mogą być szczególnie przydatne, ze względu na zwiększone zapotrzebowanie na wodę. Domieszki te nie wpływają na skurcz, pękanie, moduł sprężystości [6].

Stosowanie domieszek upłynniających pozwala zmniejszyć zużycie cementu o 10÷20%, przy zachowaniu początkowej wytrzymałości betonu. Inne korzystne efekty wynikające ze stosowania domieszek upłynniających to, między innymi, zwiększenie szczelności tworzywa, zmniejszenie porowatości, lepsza mrozoodporność i odporność na środki odladzające, poprawa odporności na ścieranie, lepsza przyczepność betonu nowego do starego.

Skuteczność działania superplastyfikatorów, inaczej niż w przypadku domieszek uplastyczniających, wyraźnie zwiększa się wraz ze wzrostem ilości cementu w betonie, natomiast maleje wraz ze wzrostem zawartości alkaliów w cemencie. Wzrost ciekłości mieszanek jest, w pewnym zakresie, w przybliżeniu proporcjonalny do ilości wprowadzanej domieszki.

Stosowanie domieszek upłynniających w budownictwie jest bardzo szerokie. Są one powszechnie używane w betonach towarowych, w prefabrykacji w betonach sprężonych, natryskiwanych, pompowanych, architektonicznych, w betonach specjalnych, np.: wibrobetonach, betonach lekkich i ciężkich, barwionych, przy wykonywaniu posadzek przemysłowych, przy elementach cienkościennych i gęsto zbrojonych, a także w betonach nowej generacji, tj. w betonach wysokowartościowych i samozagęszczalnych [4, 5].

2. Cel badań

Na Politechnice Białostockiej przeprowadzono badania nad zastosowaniem superplastyfikatora SKP-26 w zaprawach cementowych. Zastosowana domieszka jest roztworem kompozycji na bazie modyfikowanej siarczanowej żywicy melaminowo-formaldehidowej, stosowana w ilościach od 0,5% do 3% w stosunku do masy cementu.

2.1. Zakres badań

Zakres badań obejmował badania normowe cementów oraz badania własne. Próbkę do badań zostały wykonane z cementów portlandzkich, wyprodukowanych w cementowni CHEŁM: CEM I 32,5R; CEM I 42,5R i CEM II A-V 42,5N. Badania własne wykonano na zaprawach cementowych z ww. cementów oraz piasku zwykłego. Badania własne przeprowadzone na zaprawach cementowych dotyczyły określenia wpływu zastosowanej domieszki na konsystencję i plastyczność świeżej zaprawy, gęstość objętościową, nasiąkliwość, mrozoodporność, wytrzymałość na ściskanie i zginanie po 28 dniach dojrzewania oraz na zawartość wody związanej w produktach hydratacji i hydrolizy oraz zawartość wodorotlenku i węgla wapnia. Skład zaprawy cementowej użytej w badaniach własnych to: 1 część cementu, 3 części piasku, wskaźnik w/c wynosił 0,8; ilość domieszki 2% masy cementu.

Do zaprawy cementowej zastosowano piasek o następującej charakterystyce petrograficznej: luźne skały okruchowe frakcji 0 - 2 mm, zawartość kwarcu wynosi 94%, pozostałe 6% stanowią okruchy skał drobnoziarnistych zbudowanych ze skałeni (2÷3%), wapienia (2÷3%) oraz miki (biotyt + muskowit) w ilości 1÷0,5%. W analizie petrograficznej stwierdzono brak występowania części organicznych, natomiast piasek użyty do badań zawiera spore ilości wapieni. Ilość części rozpuszczalnych w HCl wynosi 13%.

3. Metoda i warunki badań derywatograficznych

3.1. Stanowisko badawcze

Przy zastosowaniu analizy termicznej (DTG, DTA i TG) w cementach i zaprawach cementowych określono zawartość wody związanej w produktach hydratacji i hydrolizy oraz zawartość wodorotlenku i węgla wapnia [1].

Stanowisko badawcze do przeprowadzenia badań derywatograficznych składa się z części pomiarowej, wyposażonej w następujące urządzenia: jednostka pomiarowa STA 409 LXXX wraz z piecem rurowym z elementem grzejnym SiC, termoparą kontrolną typu S, temperaturą pracy 25-1550°C (max 1600°C), zasilanym 75V; mikrowagą; kompensacja elektromagnetyczna obciążenia; zintegrowany wstępny wzmacniacz (system ważący ma wbudowany automatyczny układ kalibracji); TG -DTA system podnośnikowy próbki z izolacją przed promieniowaniem i czujnikiem typu S; termostat obiegowy z pompą ciśnieniową (15 l/min) o wydajności grzania 2000 W z wyświetlaczem cyfrowym; system sterowania TASC 414/4, przeznaczony do regulacji temperatury i zbierania danych, oraz układ zasilania pieca 2,0 kVA z obudową i transformatorem wyjściowym. Do zbierania danych i ich archiwizacji służy oprogramowanie Proteus dla STA 409 poprzez kartę IEEE do wejścia ISA.

3.2. Warunki pomiarów

Badanie cementów i zapraw cementowych były przeprowadzone na 2 próbkach.

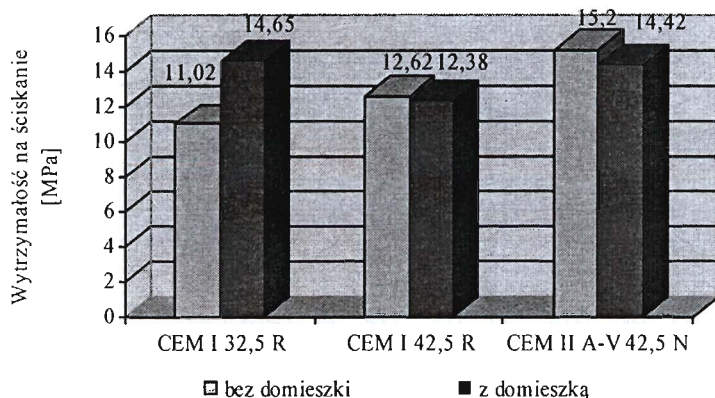
W celu uzyskania dokładnych wyników przestrzegano następujących warunków pomiarów:

- czułość DTA, DTG i TG jest dobierana automatycznie, przez derywatograf, w trakcie wykonywanego badania,
- naważka dla: cementów i zapraw cementowych - 100 mg,
- atmosfera pieca - powietrze,
- atmosfera mikrowagi - azot N₂,
- szybkość nagrzewu - 10°C/min,
- zakres temperatury - 20-1000°C,
- substancja wzorcowa - Al₂O₃ (korund) w ilości 100mg dla cementów i zapraw cementowych.

4. Analiza wyników badań

Na podstawie przeprowadzonych badań uzyskano zaprawy cementowe charakteryzujące się wytrzymałością na ściskanie po 28 dniach dojrzewania od 11 do 15 MPa. Wpływ domieszki na tę cechę jest następujący: w przypadku CEM I 32,5R nastąpił wzrost wytrzymałości o ok. 25%. W przypadku CEM I 42,5R wytrzymałość ta nieznacznie się obniżyła (spadek o 2 %), natomiast przy CEM II A-V

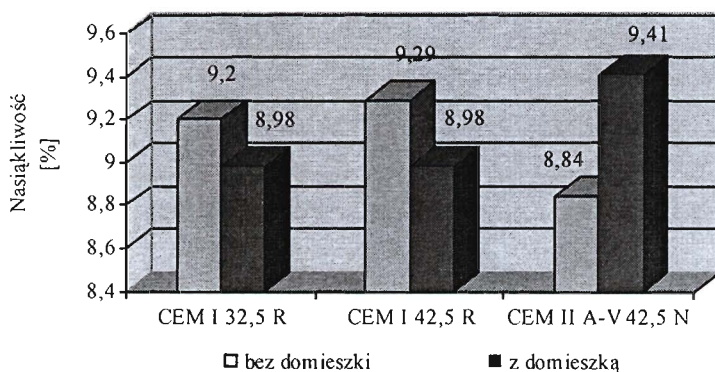
42,5N nastąpił spadek wytrzymałości o 5 %. Rysunek 1 przedstawia różnice w wartościach wytrzymałości na ściskanie próbek zapraw cementowych bez domieszki i z dodatkiem domieszki.



Rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania zapraw cementowych

Gęstość objętościowa świeżej zaprawy wzrosła przy zastosowaniu CEM I 32,5R i CEM I 42,5R o ok. 3%, a w przypadku CEM II A-V 42,5N wartość ta zmniejszyła się o ok. 1,5%. Nasiąkliwość po dodaniu domieszki w przypadku CEM I 32,5R obniżyła się o 2,5%, natomiast w przypadku CEM I 42,5R o 3,5%. W przypadku CEM II A-V 42,5N nastąpił wzrost nasiąkliwości po dodaniu domieszki o 6%.

Na rysunku 2 przedstawiono wartości nasiąkliwości zapraw cementowych przy zastosowaniu różnych cementów.



Rys. 2. Nasiąkliwość stwardniałej zaprawy w stosunku do jej masy

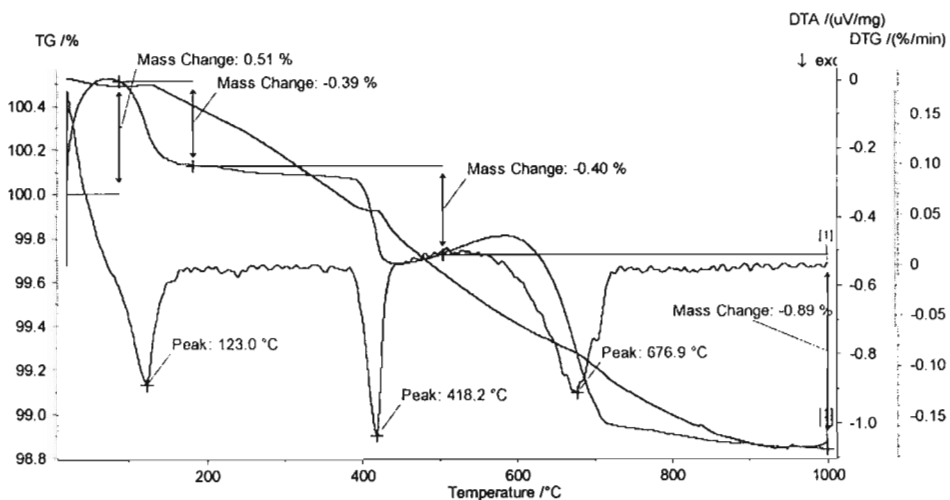
W tabelach 1 i 2 przedstawiono zawartość procentową wybranych składników cementów portlandzkich oraz zapraw cementowych. Rysunki 3, 4 i 5 przedstawiają derywatogramy przykładowe badania cementu portlandzkiego CEM I 32,5 i CEM IIAV 42,5N oraz zapraw cementowych wykonanego na tym cemencie.

Tabela 1. Zawartość wybranych składników w badanych cementach

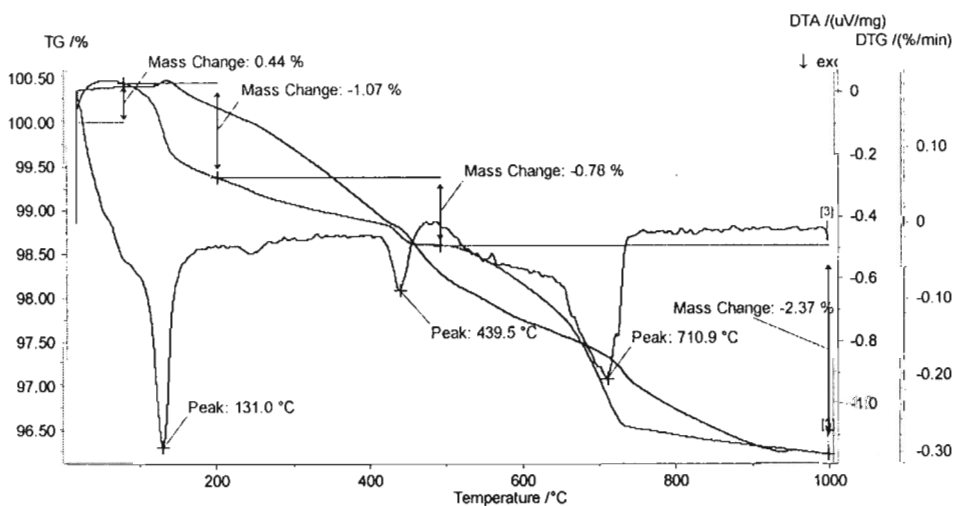
Rodzaj cementu	Składniki cementu [%]					
	woda związana			Ca(OH) ₂	CaCO ₃	straty prażenia
	H _I	H _{CH}	Σ			
CEM I 32,5R	0,39	0,28	0,67	1,15	2,18	1,16
CEM I 42,5R	0,48	0,49	0,97	2,01	2,77	2,19
CEM II A-V 42,5N	0,63	0,78	1,41	3,20	4,83	3,54

Tabela 2. Udział wybranych składników w badanych zaprawach cementowych

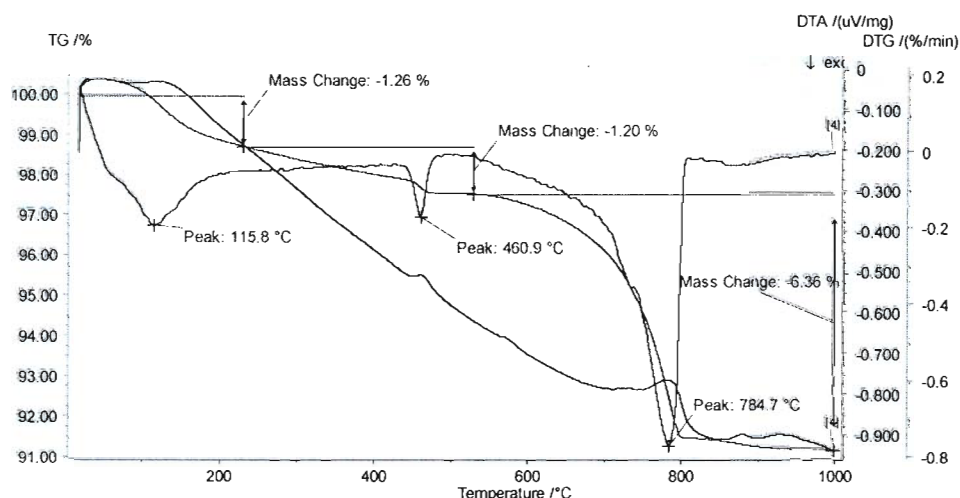
Rodzaj cementu	Składniki zaprawy [%]				
	Woda związana			Ca(OH) ₂	Straty Prażenia
	H _I	H _{CH}	Σ		
CEM I 32,5R bez domieszki	1,93	1,49	3,42	6,12	9,72
CEM I 32,5R z domieszką	1,38	0,78	2,16	3,20	8,51
CEM I 42,5R bez domieszki	1,13	1,65	2,78	6,90	8,87
CEM I 42,5R z domieszką	1,79	1,05	2,84	4,31	8,69
CEM II A-V 42,5N bez domieszki	1,26	1,20	2,46	4,93	8,82
CEM II A-V 42,5N z domieszką	2,03	1,23	3,26	5,05	9,75



Rys. 3. Derywatogram cementu portlandzkiego CEM I 32,5



Rys. 4. Derywatogram cementu portlandzkiego CEM IIAV 42,5N



Rys. 5. Derywatogram zaprawy cementowej na cemencie CEM IIAV 42,5N

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analizy ich wyników można stwierdzić, że wpływ superplastyfikatora na właściwości zapraw cementowych jest następujący:

- podwyższa wytrzymałość na ściskanie o 24,7% w przypadku zastosowania CEM I 32,5R, natomiast obniża ją kolejno o 1,9% i 5,1% w przypadku CEM I 42,5R oraz CEM II A-V 42,5N;
- gęstość objętościowa świeżej zaprawy wzrasta o 2,9% i 3% przy CEM I 32,5R oraz 42,5R oraz obniża się o 1,4% w przypadku zastosowania CEM II A-V 42,5N;
- nasiąkliwość zmniejsza się z 9,2% do 8,98% (spadek o 2,4%) oraz z 9,29% do 8,98% (spadek o 3,3%) w przypadku CEM I 32,5R oraz CEM I 42,5R, natomiast przy CEM II A-V 42,5N wzrasta z 8,84% do 9,41%,

Ze względu na zawartość wybranych składników w badanych zaprawach domieszką:

- zmniejsza ilość wody związanej o 36,8% przy CEM I 32,5R, natomiast przy CEM I 42,5R i CEM II A-V 42,5N zwiększa kolejno o 2,11% i 24,5%,

- zmniejsza zawartość $\text{Ca}(\text{OH})_2$ o 47,5% i 37,5% przy zastosowaniu CEM I 32,5R i CEM I 42,5R natomiast zwiększa przy CEM II A-V 42,5N o 9,5%,
- straty prażenia zmniejszają się o kolejno 12,4% i 2% przy CEM I 32,5R i CEM I 42,5R, a zwiększają się przy CEM II A-V 42,5N o 9,5%.

Literatura

1. Instrukcja ITB 375/98, *Badania składu fazowego betonu*, Warszawa, 1998 r.
2. Jamróży Z.: *„Beton i jego technologie”*, PWN, Warszawa, 2003 r.
3. Jarmontowicz A. *„Metody kompleksowych badań laboratoryjnych betonów lekkich”*, Praca zbiorowa ITB, Warszawa, 1983 r.
4. Łukowski P. *„Domieszki do zapraw i betonów”*, Polski Cement Sp. z o.o. Kraków, 2003 r.
5. Młodecki J., Stebnicka I. *„Domieszki do betonu”* Poradnik, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa, 1996 r.
6. Neville A. M. *„Właściwości betonu”*, Kraków, 2000 r.

ANALYSIS OF INFLUENCE OF SUPERPLASTICIZER UPON SELECTED PROPERTIES OF CEMENT MORTARS

Summary: The paper reports the results of research conducted in Białystok Technical University considering the influence of superplasticizer upon cement mortars. The experimental program consisted in: standard tests of cements CEM I 32,5R; CEM I 42,5R i CEM II A-V 42,5N coming from the same cement plant; tests of plasticity, consistency, volume density, water absorption, freeze resistance, compressive and flexural strength after 28 days of hardening of mortars modified with superplasticizer. Also the content of bounded water in hydration and hydrolysis products and the contents of calcium hydroxide and calcium carbonate were determined.

Key words: superplasticizer, cement mortar, thermal analyze, derivatography

*Ryszard J. Grabowski**

Badanie i interpretacja przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich

Streszczenie: W pracy rozważa się trzy metody badania przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich: metodę stałej prostej, metodę niwelacji trygonometrycznej i metodę geometryczno-analityczną. Podaje się kryteria i procedury pomiaru celem uzyskania wymaganych dokładności. Rozważa się także analityczną interpretację geodezyjnych pomiarów wysokościowych w zakresie określania przemieszczeń i deformacji fundamentów budowli.

Słowa kluczowe: przemieszczenie i deformacja, metoda stałej prostej, metoda niwelacji trygonometrycznej, metoda geometryczno-analityczna, interpretacja osiadań fundamentów

Wprowadzenie

Badanie przemieszczeń i deformacji budowli inżynierskich wynika z potrzeby kontroli zachowania się tych obiektów w czasie. Służy wykryciu ewentualnych nieprawidłowości ich zachowania lub zagrożeń spowodowanych np. wadami konstrukcyjnymi czy wykonawczymi konstrukcji, nierównomiernym osiadaniem gruntu itd. W literaturze fachowej wiele miejsca poświęca się badaniom przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich.

Wyznaczenie przemieszczeń i deformacji badanego obiektu w pewnym czasie przeprowadza się najczęściej bezpośrednimi pomiarami geodezyjnymi wybranych punktów kontrolnych na obiekcie na początku (pomiar pierwszy) i końcu tego okresu (pomiar drugi). Aby ustalić optymalny czas między poszczególnymi pomiara-

* Katedra Dróg i Geodezji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

rami, należy uwzględnić rodzaj obiektu, przyczyny i wielkość spodziewanych odkształceń, warunki gruntowe i wodne itd.

Badanie przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich jest jednym z podstawowych działów geodezji inżyniersko-przemysłowej. Z uwagi na różnorodny charakter obiektów inżynierskich i wymagań dokładnościowych, rozwinęły się różne metody badania przemieszczeń i deformacji tych obiektów. Niniejsze rozważania mają za zadanie przybliżenie tych metod badań, które zrealizowano w okresie ostatnich 20 lat w Zakładzie Geodezji Inżynierskiej Politechniki Białostockiej.

1. Metoda stałej prostej

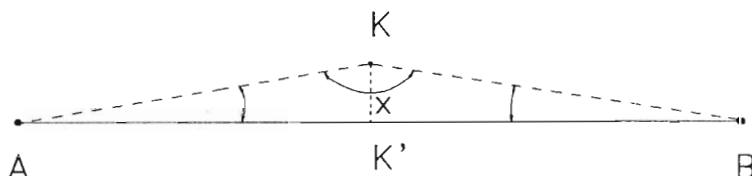
Metoda stałej prostej polega na pomiarze przemieszczeń poziomych względem stałej linii odniesienia (na rys.1 względem linii AB). Metoda ta może mieć zastosowanie do badania obiektów wydłużonych, np. koron zapor wodnych, gdzie interesują nas tylko przemieszczenia poziome w liniach prostopadłych od osi zapory wodnej.

Badania tego rodzaju przeprowadzono w ramach Resortowego Programu Badań Podstawowych MEN pt „*Nowe metody pomiarów geodezyjnych i fotogrametrycznych*”, w wyniku których opracowano zmodyfikowaną metodę stałej prostej do wykorzystania jej w badaniu przemieszczeń poziomych obiektów inżynierskich. Geneza powstania tego typu badań wywodziła się z potrzeby ich zastosowania w 1991 roku na zaporze ziemnej budowanego zbiornika wodnego w Siemianówce (woj. podlaskie). Aby stworzyć warunki pomiaru maksymalnie zbliżone do tych, które występują na tym zbiorniku, wybrano do badań stawy rybne Popielewo, należące do PGR Knyszyn. Bazę pomiarową stanowił odcinek 700 m. położony na wale ziemnym oddzielającym zbiornik wodny od łąki. Stanowiska na bazie badawczej stanowiły specjalnie skonstruowane konstrukcje drewniane, pozwalające na wymuszone centrowanie. W drugim etapie badań użyto zwykłych stanowisk teodolitu wykorzystując centrowanie optyczne. Do pomiaru zadanych fikcyjnych przemieszczeń poziomych zastosowano pięć metod (rys.1):

- klasyczną metodę stałej prostej, wprowadzając optycznie tarczę celowniczą na punkcie badanym K w linię bazy pomiarowej AB (pomiar przemieszczenia $x = KK'$)
- metodę pomiaru kątów na punktach krańcowych bazy, tj. kątów BAK i ABK
- metodę pomiaru kąta na punkcie kontrolowanym, tj. kąta AKB
- metodę pomiaru trzech kątów w trójkącie ABK

- metodę ciągu poligonowego utworzonego z badanych punktów kontrolnych, w którym A i B stanowią punkty krańcowe.

Wyniki badań były prezentowane w wielu artykułach naukowych [1,3,4,10]. Badania jednoznacznie wskazują, że uzyskanie dokładności 1mm pomiaru przemieszczeń metodą stałej prostej o długości nawet do 700 m jest możliwe, przy zastosowaniu metod kątowych.



Rys. 1. Zasada pomiaru przemieszczeń metodą stałej prostej

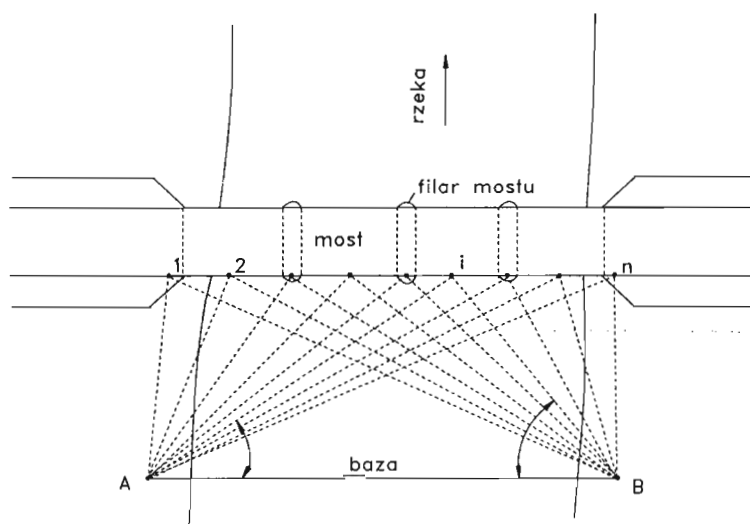
Z chwilą ukończenia budowy zbiornika w Siemionówce i jego napełnienia wykonano pomiary w warunkach naturalnych na bazie o długości 864 m. Pomiary uzupełniono o aspekt badawczy. Realizację badań przeprowadził w 1991 roku zespół pomiarowy z OPGK w Białymstoku, zgodnie z wytycznymi otrzymanymi z pomiarów na wałach stawów rybnych. Badania te w pełni potwierdziły ogólne wnioski otrzymane wcześniej z badań przeprowadzonych w ramach RPBP I. 07 MEN. Pozwoliły one w warunkach naturalnych pomiaru bardziej wiarygodnie ustalić kolejność dokładnościową badanych metod. Pomiar kąta na punkcie kontrolowanym pozwala uzyskać błąd średni 1mm na długości baz nawet 800-900m, a metoda pomiaru kąta na punktach krańcowych prostej odniesienia, czy też metoda pomiaru trzech kątów, pozwala uzyskać taką samą dokładność na długości nie większej niż 500-600m (średni błąd pomiaru kąta 6 sek. grad.). Refrakcja boczna w tych dwóch ostatnich przypadkach, z uwagi na bardzo długi jeden z boków kąta, znacząco zaniża dokładność pomiaru. Otrzymane wyniki badań przedstawiono w [7]. Wśród prezentowanych metod największe zalety dokładnościowe posiada metoda pomiaru kąta na punkcie kontrolowanym.

Nie ma w literaturze polskiej śladu przeprowadzania, na tak szeroką skalę jaką zaprezentowano powyżej, badań metodą stałej prostej. Znane są badania na o połowę krótszych bazach. Konieczność realizacji takich badań na zaporze ziemnej zbiornika w Siemianówce wymusiła potrzebę dania odpowiedzi na pytanie o dokładnościowe wyznaczanie przemieszczeń poziomych badanych punktów na tak długich bazach, a także o metodę pomiaru oraz o warunki atmosferyczne w jakich można dane wymogi dokładnościowe osiągnąć. Otrzymane wnioski mogą być wykorzystane jako zalecenia w instrukcji pomiarowej przy zastosowaniu metody stałej prostej.

2. Metoda niwelacji trygonometrycznej

Do badania przemieszczeń pionowych punktów kontrolowanych na konstrukcjach inżynierskich trudno dostępnych szczególnie nadaje się metoda niwelacji trygonometrycznej. Polega ona na pomiarze kątów pionowych i odległości do badanych punktów. Wadą tych metod badawczych jest to, że przy ich zastosowaniu uzyskuje się dokładności wyznaczania przemieszczeń pionowych znacząco niższe niż ma to miejsce przy wykorzystaniu niwelacji geometrycznej, którą nie zawsze można wykorzystać z uwagi na specyfikę konstrukcji. Okazuje się, że można podnieść zalety dokładnościowe niwelacji trygonometrycznej poprzez zastosowanie metody różnicowej. Istniejąca w literaturze fachowej koncepcja stosowania metod różnicowych wyznaczania przemieszczeń badanych konstrukcji inżynierskich została pierwotnie zastosowana do badania przemieszczeń pionowych 3 mostów przez OPGK w Białymstoku. Otrzymane wyniki dokładnościowe zastosowania niwelacji trygonometrycznej, z wykorzystaniem metody różnicowej, do badania przemieszczeń pionowych mostów zachęcały do głębszych badań. Należało ustalić uzasadnienie teoretyczne, zgodne z wnioskami wynikającymi z badań praktycznych. Wyniki teoretycznych dociekań precyzujące warunki pomiaru oraz uzasadniające celowość stosowania tej metody zostały przedstawione w [2].

W związku z tym, w ramach programu badań rozpoznawczych MEN, w 1988 roku zrealizowano temat „*Okresowe badania pionowych przemieszczeń konstrukcji mostowych metodą niwelacji trygonometrycznej*” Podstawę badań praktycznych stanowił wyżej podany artykuł. Badania przeprowadzono dla mostu o długości 65 m z dwóch baz odległych od mostu o 30m i 40m. Opracowanie wyników empirycznych potwierdziło wywody teoretyczne. W 1989 roku kontynuowano powyższy temat, badając przydatność metody niwelacji trygonometrycznej do wyznaczenia przemieszczeń pionowych konstrukcji mostowych oraz dokonując praktycznej weryfikacji badań teoretycznych. Pomiary testujące wykonano na moście na rzece Narew w pobliżu miejscowości Wizna o długości 210 m z trzech baz pomiarowych odległości 151,44m, 154,89m i 154,37m i równoległych do mostu w odległościach odpowiednio 50m, 70m i 85m (rys. 2).



Rys. 2. Zasada pomiaru deformacji mostu metodą niwelacji trygonometrycznej

Badania praktyczne potwierdziły zalety dokładnościowe metody różnicowej obliczenia przemieszczeń wyznaczanych metodą niwelacji trygonometrycznej z dużą dokładnością. Warto zaznaczyć, że wśród 108 wartości pomierzonych przemieszczeń (kąty mierzono z dokładnością 5 s. grad.), 73% miało średnie błędy mniejsze od 1 mm, 22% punktów kontrolowanych miało błędy należące do przedziału $<1\text{mm}, 2\text{mm}>$ i tylko 5% punktów miało średnie błędy z interwału $<2\text{mm}, 3\text{mm}>$. Badania praktyczne wykazały, że głównym czynnikiem obniżającym dokładność jest wiatr. Nawet małe jego natężenie powoduje zmiany gęstości powietrza na osi celowej, zwiększając wpływ refrakcji na pomiar. Maksymalne długości celowych do punktów kontrolowanych nie powinny przekraczać 100-120m. Zasadność wykorzystania niwelacji trygonometrycznej w zakresie dokładnościowym do badania przemieszczeń pionowych konstrukcji horyzontalnych (np. mostów) stworzyła pytanie o jej wykorzystanie do badań konstrukcji wertykalnych (np. kominów, masztów itp.). W 1990 roku w ramach programu rozpoznawczego MEN przeprowadziłem rozważania teoretyczne na temat „Okresowe badania przemieszczeń wysokich konstrukcji inżynierskich metodą niwelacji trygonometrycznej”. W celu zweryfikowania wywodów teoretycznych w programie uczelnianych badań podstawowych w tymże roku wykonano weryfikacyjne badania praktyczne na temat „Metoda trygonometryczna badania przemieszczeń pionowych wysokich budowli inżynierskich”. Badania przeprowadzono dla 10 punktów kontrolowanych, rozmieszczonych w linii pionowej na 10 piętrowym budynku (domu studenta) dokonując pomiaru kątów pozio-

mych i pionowych z dwóch baz pomiarowych o długościach $AB=137\text{m}$ i $CD=97\text{m}$ odległych od punktów kontrolowanych odpowiednio o 100m i 70m (zasada pomiaru podobna do prezentowanej na rysunku 2). Wyniki rozważań teoretycznych i praktycznych opublikowano w [6,8]. Średnie błędy pomiaru przemieszczeń dla 40% pomiarów miały wartość mniejszą od 1mm , 43% błędów należało do przedziału $<1\text{mm}, 2\text{mm}>$, zaś 7% przekraczało wartość 2mm .

Badania dotyczące wykorzystania niwelacji trygonometrycznej do określania przemieszczeń i deformacji konstrukcji inżynierskich są szeroko opracowane przez M. Wójcika [19]. Badania przeprowadzone na ten temat w Zakładzie Geodezji Inżynierskiej, na odcinku ich wykorzystania do badania konstrukcji horyzontalnych (np. mostów), czy też wertykalnych (tj. kominów, masztów itp.), były specyficznym i ważnym wkładem w rozwoju badań tej tematyki w ogóle.

3. Metoda geometryczno-analityczna

Badanie przemieszczeń i deformacji zajmuje szczególnie dużo miejsca w literaturze geodezyjnej. Wynika to w dużej mierze z wagi tej tematyki dla gospodarczych potrzeb kraju. Powstało pytanie, czy stosując metody geometryczno-analityczne można wyznaczyć przemieszczenia badanego obiektu, które nastąpiły pomiędzy pomiarem pierwotnym i wtórnym badanego okresu. Badania tą metodą polegają na wyznaczeniu współrzędnych wektora translacji oraz parametrów opisujących rotację obiektu. Rotację określa oś i kąt obrotu. Oś obrotu jest wyznaczona poprzez współrzędne punktu, przez który ona przechodzi oraz współrzędne wektora do niej równoległego. Pozytywne rozwiązanie wyznaczenia translacji i rotacji badanego obiektu udało się rozwiązać w 1996 roku, rozpatrując oba te ruchy oddzielnie. Wyniki badań przedstawiono w pracach [9,12]. Dalsze badania doprowadziły do wyznaczenia ruchów translacji i rotacji rozpatrywanych jednocześnie, jakich doznał badany obiekt inżynierski traktowany jako bryła sztywna [11,15]. W trzecim etapie badań tą metodą udało się także ustalić parametry przemieszczenia, gdy dochodziły jeszcze odkształcenia obiektu [16,17]. Tematyka badań, jak wspomniałem, jest dość szczegółowo opracowana w literaturze fachowej. Pomimo to, prezentowane rozwiązania poszerzają sposób podejścia do problemu oraz wnoszą nowe naukowe niuanse poznawcze, szczególnie przy interpretacji wyników pomiarów. Powstaje zagadnienie określenia dokładności wyznaczanych składowych wektora translacji, parametrów opisujących rotację obiektu jak i wielkości określających deformację obiektu. Na pytanie to daje odpowiedź, w pewnym stopniu, praca [18]. Zagadnienie to wymaga jednak szerszych numerycznych badań modelowych.

4. Interpretacja analityczna geodezyjnych pomiarów wysokościowych w zakresie określania przemieszczeń fundamentu budowli

Ze względu na różnorodny charakter obiektów inżynierskich oraz wymagania dotyczące dokładności, rozwinęły się różne metody badania przemieszczeń i deformacji tych obiektów. Spośród trzech współrzędnych badanych punktów na obiekcie, dość często interesuje nas najbardziej trzecia współrzędna, opisująca badanie przemieszczeń pionowych. W tych przypadkach wystarczy wyznaczyć, za pomocą niwelacji precyzyjnej tylko jedną składową pionową. Pomiary tego rodzaju są proste i szybkie w realizacji a ponadto charakteryzują się wysoką dokładnością. Ich interpretacja nie powinna na ogół nastroczać większych problemów, niemniej w niektórych przypadkach może sprawiać większą trudność. Wielce pomocne w przeprowadzeniu interpretacji jest uwzględnienie specyfiki badanego obiektu, zastosowanie specjalistycznych obliczeń i analiz matematycznych. W pracach [22-24] podjęto rozważania w zakresie analitycznego wyznaczania przemieszczeń pionowych badanej płyty fundamentowej, zachowującej się jako jednolita i niejednolita bryła sztywna.

Przyjmijmy, że na badanym obiekcie inżynierskim w korpusie fundamentu założono n reperów roboczych (kontrolowanych), których wysokość została wyznaczona za pomocą niwelacji precyzyjnej w okresie pierwszym (początkowym) i drugim (końcowym). Oznaczmy wyznaczone wysokości reperów roboczych przez z_i^I w pomiarze pierwszym oraz z_i^{II} w pomiarze drugim. Wiadomo, że jeżeli różnice wysokości wszystkich badanych punktów są mniejsze od błędu granicznego określenia różnicy wysokości, to można uznać wszystkie badane punkty za stałe, tzn. że w okresie pomiędzy pomiarem pierwszym i drugim nie zmieniły swego położenia. Przy właściwie dobranym skoku warstwic, opisujących jednakowe przemieszczenia na wykresie graficznym płyty fundamentowej, brak będzie izolacji przemieszczeń. Analizę powyższą można przeprowadzić analitycznie.

Przyjmijmy, że mamy określone współrzędne (x_i, y_i, z_i) n badanych punktów na płycie fundamentowej. Wartości z_i określono na podstawie niwelacji precyzyjnej, a współrzędne x_i i y_i odrębnym pomiarem geodezyjnym. Równanie wyznaczanej płaszczyzny przyjmijmy w postaci

$$\hat{z} = ax + by + d \quad (1)$$

Wartości parametrów a , b , d wyznaczymy wykorzystując metodę najmniejszych kwadratów, minimalizując sumę kwadratów odchyleń wartości $\hat{z}_i$, wyrażonych wzorem (1) od wartości pomierzonych z_i , tj.

$$S(a, b, d) = \sum_{i=1}^n (z_i - \hat{z}_i)^2 = \sum_{i=1}^n [z_i - (ax_i + by_i + d)]^2 = \min. \quad (2)$$

Wykorzystując warunek konieczny na ekstremum powyższej funkcji $\frac{\partial S}{\partial a} = 0$, $\frac{\partial S}{\partial b} = 0$, $\frac{\partial S}{\partial d} = 0$ (warunek dostateczny pominiemy), otrzymujemy układ trzech równań liniowych, z rozwiązania którego otrzymujemy

$$\begin{aligned} a &= \frac{(\bar{y}^2 - \bar{y}^2)(\bar{xz} - \bar{x}\bar{z}) - (\bar{xy} - \bar{x}\bar{y})(\bar{yz} - \bar{y}\bar{z})}{(\bar{x}^2 - \bar{x}^2)(\bar{y}^2 - \bar{y}^2) - (\bar{xy} - \bar{x}\bar{y})^2} \\ b &= \frac{(\bar{x}^2 - \bar{x}^2)(\bar{yz} - \bar{y}\bar{z}) - (\bar{xy} - \bar{x}\bar{y})(\bar{xz} - \bar{x}\bar{z})}{(\bar{x}^2 - \bar{x}^2)(\bar{y}^2 - \bar{y}^2) - (\bar{xy} - \bar{x}\bar{y})^2} \\ d &= \bar{z} - a\bar{x} - b\bar{y} \end{aligned} \quad (3)$$

gdzie: $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$, $\bar{x}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2$, $\bar{xy} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i y_i$, itd. Wyrażenia w nawiasach w powyższych wzorach możemy także wyrazić

$$\bar{x}^2 - \bar{x}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2, \quad \bar{xy} - \bar{x}\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}), \text{ itd.}$$

Równanie płaszczyzny (1) możemy wyznaczyć niezależnie dla pomiaru pierwszego i drugiego według wyżej podanej procedury, i otrzymujemy: dla pomiaru pierwszego $\hat{z}_I = a_I x + b_I y + d_I$ oraz $\hat{z}_{II} = a_{II} x + b_{II} y + d_{II}$. Jeżeli badana płyta zachowała się jako bryła sztywne, nie zmieniając swego położenia, to równania obu płaszczyzn oznaczają w rzeczywistości równanie tej samej płaszczyzny. Różnice w położeniu mogą wynikać tylko z błędów pomiaru współrzędnych badanych punktów. Wektor normalny do płaszczyzny wyznaczonej w pomiarze pierwszym ma postać $\vec{N}_I = [a_I, b_I, -1]$, a w pomiarze drugim $\vec{N}_{II} = [a_{II}, b_{II}, -1]$. Kąt za-

warty między tymi wektorami powinien być bliski zera. Znaczący to, że płyta fundamentowa zachowała się jako bryła sztywna z ewentualnym stałym przemieszczeniem pionowym, o czym będą świadczyć stałe znaczące różnice wysokości wszystkich punktów kontrolnych z pomiaru pierwszego i drugiego (różnice pomiędzy nimi nie powinny przekraczać dokładności ich wyznaczenia). W równaniach płaszczyzn objawi się to różnicą wyrazów wolnych, która stanowić będzie wartość pionowego przemieszczenia, a odpowiadające wartości współczynników przy x i y powinny mieć zbliżone wartości. Większe wartości kąta między wektorami normalnymi wyraźnie wskazują, że badana płyta nie zachowała się jako jednolita bryła sztywna lub zachowała się jako bryła sztywna, lecz uległa przechyłowi.

Wśród różnych zachowań płyty fundamentowej, obok jej niezmiennego zachowania wysokościowego pomiędzy okresami pomiaru pierwotnego i wtórnego, może występować równomierne osiadanie całej płyty lub nierównomierne osiadanie (osiadanie z przechyłem), przy założeniu, że całość stanowi jednolity monolit. W praktyce jest to najczęściej osiadanie razem z obrotem wokół osi stałej lub zmieniającej swoje położenie w przestrzeni.

Głównym zadaniem badania jest ustalenie czy cały badany fundament zachował się jako jednolita bryła sztywna. Jeżeli istotnie taki stan wystąpił, to, jak już wspomniano, fundament nie uległ żadnemu przemieszczeniu pionowemu albo uległ równomiernemu przemieszczeniu pionowemu, lub też przemieszczeniu pionowemu z obrotem. W dwóch pierwszych przypadkach kąt pomiędzy wektorami normalnymi płaszczyzn przechodzących przez dowolne wybrane trójki badanych reperów, w pomiarze pierwszym i drugim, powinien wynosić zero lub być bliski zera; jeżeli jego wartość jest stała na tyle różniąca się od zera, że nie daje się usprawiedliwić dokładnością pomiaru, świadczy to o obrocie fundamentu. Badane trójki punktów leżą na różnych wysokościach, dlatego kąty wektorów normalnych płaszczyzn przez nie przechodzących, względem pionowej osi układu współrzędnych, są różne. Szczegółowe rozważania zawarte są w pracach [20-24]

Współrzędne wektora normalnego płaszczyzny przechodzącej przez punkty $A = (x_A, y_A, z_A)$, $B = (x_B, y_B, z_B)$ i $C = (x_C, y_C, z_C)$ wyznaczamy następująco (rys. 1):

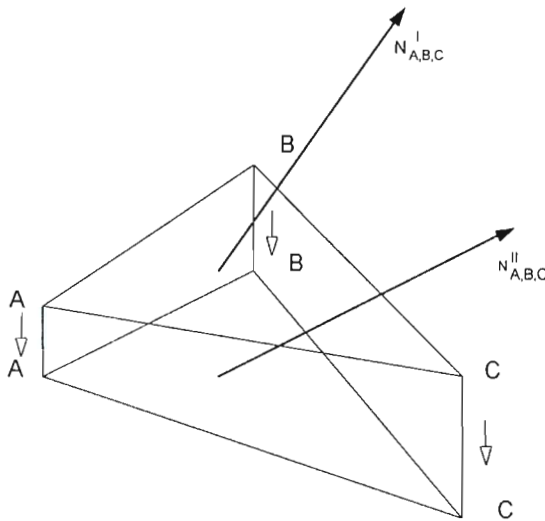
$$\vec{N}_{A,B,C} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ x_B - x_A & y_B - y_A & z_B - z_A \\ x_C - x_A & y_C - y_A & z_C - z_A \end{vmatrix}, \text{ czyli} \quad (4)$$

$$\begin{aligned}\vec{N}_{A,B,C} = & [(y_B - y_A)(z_C - z_A) - (y_C - y_A)(z_B - z_A)] i - \\ & - [(x_B - x_A)(z_C - z_A) - (x_C - x_A)(z_B - z_A)] j + \\ & + [(x_B - x_A)(y_C - y_A) - (x_C - x_A)(y_B - y_A)] k\end{aligned}\quad (5)$$

Kąt między wektorami normalnymi tej samej trójki punktów w pomiarze pierwszym $\vec{N}_{A,B,C}^I = [a^I, b^I, c^I]$ i w pomiarze drugim $\vec{N}_{A,B,C}^{II} = [a^{II}, b^{II}, c^{II}]$ określamy ze wzoru:

$$\cos(\vec{N}_{A,B,C}^I, \vec{N}_{A,B,C}^{II}) = \frac{a^I a^{II} + b^I b^{II} + c^I c^{II}}{\sqrt{(a^I)^2 + (b^I)^2 + (c^I)^2} \sqrt{(a^{II})^2 + (b^{II})^2 + (c^{II})^2}}. \quad (6)$$

Kąt nachylenia wektora $\vec{N} = [a, b, c]$ do pionowej osi układu współrzędnych obliczamy według wzoru $\text{tg} \gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{c}$.



Rys. 3. Osiedzenie nierównomierne trzech badanych reperów

Praktyczne wykorzystanie powyższej zasady polega na obliczeniu kątów pomiędzy wektorami normalnymi wybranych trójek punktów dla pomiaru pierwszego i drugiego. Bezzasadne jest wyznaczanie tych kątów dla wszystkich kombinacji trójek punktów wybranych z n badanych punktów. Jeżeli dwa różne trójkąty mają

kąty pomiędzy wektorami normalnymi w pomiarze pierwszym i drugim o zbliżonej wartości, to najczęściej wszystkie punkty wewnątrz tych trójkątów należą do tej samej bryły sztywnej.

Uwagi końcowe

Niniejsze rozważania dotyczą tylko wybranych metod badania przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich. Orientują one inżyniera profesji budowlanej w zakresie metodyki pomiarowej oraz dokładności wyznaczania przemieszczeń i odkształceń badanych obiektów. Rozeznanie w tej tematyce pozwala racjonalnie i świadomie wykorzystywać adekwatne do wymagań wyniki badań, zaczerpnięte z całego arsenału metod badawczych, które proponuje geodezja inżynieryjno-przemysłowa. Pozwala także realizatorom inwestycji być stroną merytorycznie przygotowaną do stawiania zadań jak i zakresu realizacji oczekiwań przez jednostki geodezyjne.

Temat zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/04.

Literatura

1. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Porównanie metod badania przemieszczeń poziomych zapory wodnej metodą stałej prostej i różnic kątowych*. Prace Naukowe Instytutu Geotechniki Politechniki Wrocławskiej, nr 59. Seria konferencje, nr 30. Wrocław, 1989.
2. Grabowski R.J., Rutkowski L.: *Okresowe badania pionowych przemieszczeń konstrukcji mostowych metodą niwelacji trygonometrycznej*. Geodezja i Kartografia, PAN - Komitet Geodezji, zeszyt nr 3-4. Warszawa, 1989.
3. Grabowski R.J.: *Porównanie metod badania przemieszczeń poziomych zapory wodnej metodą stałej prostej i różnic kątowych*. Przegląd Geodezyjny, nr 4. Warszawa, 1990.
4. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Fluchtlinienmethode zur Untersuchung horizontaler Verschiebungen von Talsperren - praktische Beurteilung der Genauigkeitsmöglichkeiten*. Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft 9. Stuttgart, 1990.

5. Grabowski R.J., Kobryń A., Aleksiejuk J., Rząca C.: *Weryfikacja dokładności wyznaczania poziomych przemieszczeń zapory wodnej według różnych wariantów metody stałej prostej*. Przegląd Geodezyjny, nr 3. Warszawa, 1992.
6. Grabowski R.J.: *Elementy analizy dokładności metody niwelacji trygonometrycznej w aspekcie zastosowania do badań przemieszczeń pionowych*. Geodezja i Kartografia. PAN - Komitet Geodezji, zeszyt nr 3-4. Warszawa, 1992.
7. Grabowski R.J., Mężyński S.: *Porównanie metod kątowych badania przemieszczeń poziomych ziemnej zapory czołowej zbiornika Siemionówka względem stałej prostej*. Przegląd Geodezyjny, nr 8. Warszawa, 1994.
8. Grabowski R.J.: *Periodic Studies of Vertical Displacements of Bridge Structures Using the Method of Trigonometrical Levelling*. Geodezja i Kartografia. PAN - Komitet Geodezji, zeszyt nr 1. Warszawa, 1995.
9. Grabowski R.J.: *Elementy geometrii analitycznej w wyznaczaniu translacji i obrotu badanych obiektów inżynierskich*. III Konferencja Naukowo-Techniczna. *Problemy automatyzacji w geodezji inżynierskiej*. PAN. Warszawa, 1997.
10. Grabowski R.J., Kobryń A., Łupiński W.: *Zastosowanie metody stałej prostej do pomiaru przemieszczeń poziomych zapory ziemnej*. Materiały XII Konferencji katedr i zakładów geodezji wydziałów niegeodezyjnych, nt. Techniki i technologie w wyznaczaniu obiektów budowlanych, kubaturowych i linowych w terenie. Białystok, 1997.
11. Grabowski R.J.: *Geometryczno - analityczna metoda wyznaczania translacji i rotacji badanych obiektów inżynierskich*. Materiały Międzynarodowej Konferencji, nt. Geodezja inżynierska i kataster w gospodarce narodowej. Lwów 1998. Druk w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej, z. 29, nr 166, tom I. Rzeszów, 1998.
12. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Zur Bestimmung von Deformationen an Ingenieurobjekten*. Allgemeine Vermessungs-Nachrichten. Heft 6. Heidelberg, 1998.
13. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Studies of vertical displacements of bridge structures using the method of trigonometrical levelling- in the light of practical experiments*. Allgemeine Vermessungs-Nachrichten. Heft 7. Heidelberg, 1998.
14. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Zastosowanie niwelacji trygonometrycznej do wyznaczania przemieszczeń pionowych*. Materiały IX sesji Naukowo-Technicznej w Gdańsku nt. Aktualne problemy naukowe i techniczne prac geodezyjnych. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczo - Technicznej w Olsztynie, nr 6, 1999.
15. Grabowski R.J., Kobryń A.: *Geometrisch - analytische Methode zur Bestimmung von Translation und Rotation der Ingenieurobjekte*. Allgemeine Vermessungs-Nachrichten, Heft 3. Heidelberg, 1999.

16. Grabowski R.J.: *Deformation of the engineering constructions described on the base of analytical geometry*. The 9-th International FIG Symposium on Deformation Measurements. Olsztyn, 1999.
17. Grabowski R.J.: *Deformation of the engineering constructions described on the base of analytical geometry*. Allgemeine Vermessungs-Nachrichten. Heft 5. Heidelberg, 2000.
18. Grabowski R.J.: *Ocena dokładności wyznaczania przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich metoda geometryczno-analityczną*. Materiały XV konferencji katedr i zakładów geodezji na wydziałach niegeodezyjnych nt. *Metody geodezji, fotogrametrii i teledetekcji dla inżynierii środowiska i budownictwa*. SGGW. Warszawa, 2000.
19. Wójcik M.: *Niwelacja trygonometryczna w zastosowaniach inżynierskich*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej. Poznań, 1996.
20. Grabowski R. J.: *O geodezyjnych badaniach przemieszczeń i deformacji obiektów inżynierskich*. Budownictwo i Inżynieria. Warszawa, 2001.
21. Grabowski R. J.: *Accuracy problems in investigation of the deformation: straight – line method*. Geodezija ir Kartografija. Vilnius Gediminas Technical University, 2002, Vol XXVIII, No3.
22. Grabowski R. J.: *Interpretacja geodezyjnych pomiarów wysokościowych w zakresie określania deformacji fundamentów budowli*. Materiały XX Konferencji Katedr i Zakładów Geodezji na Wydziałach Niegeodezyjnych. Warszawa, 2004.
23. Grabowski R. J.: *Analytical interpretation of geodetic height measurements describing displacement of the building foundation to remain as a homogenous rigid body*. Geodezija ir Kartografija. Vilnius Gediminas Technical University, 2005, vol 2.
24. Grabowski R. J.: *Analytical interpretation of geodetic height measurements describing displacement of the building foundation to remain as a homogenous rigid body*. Reports on Geodesy., No.3 (74). Warsaw University of Technology. Warsaw, 2005.

INVESTIGATION AND INTERPRETATION OF DISPLACEMENT AND DEFORMATION ENGINEERING CONSTRUCTIONS

Abstract: The paper concerns the three investigation methods of the displacement and deformation of the engineering constructions: fixed straight line method, trigonometric levelling method, geometric and analytical method. In the paper are presented criterion and procedure measurements in order to attain satisfactory accuracy. Also considered is analytical interpretation of the geodetic height measurements of the subsidence engineering structure foundation.

Keywords: displacement and deformation, fixed straight line method, trigonometric levelling method, geometric and analytical method, interpretation of the foundation subsidence

Walery Jezierski, Krzysztof Robert Czech***

Badanie eksperymentalne współczynnika rozproszenia w betonach modyfikowanych

Streszczenie: W pracy badany jest wpływ zawartości dodatku polimerowego LDM 6880 w mieszance betonowej i zmiennych parametrów obciążeń dynamicznych (częstotliwości wymuszeń, naprężeń średnich i amplitud naprężeń) próbek walcowych poddanych cyklicznym obciążeniom ściskającym na zdolność kompozytu cementowego do tłumienia drgań. Przedstawiono metodę badania współczynnika rozproszenia (jako przyjętej miary tłumienia) oraz sposób przygotowywania próbek. Opracowano model matematyczny na współczynnik rozproszenia w zależności od ww. czynników.

Słowa kluczowe: beton modyfikowany, współczynnik rozproszenia

Wprowadzenie

W praktyce inżynierskiej coraz częściej mamy do czynienia z parasejsmicznymi i sejsmicznymi oddziaływaniami, na obiekty budowlane, których pasma wymuszeń częstokroć odpowiadają lub są zbliżone do podstawowych częstotliwości drgań własnych konstrukcji. Obiekty budowlane, w zależności od charakteru i intensywności wymuszenia dynamicznego, mogą podlegać szybszemu zużyciu jak też poważnym awariom konstrukcji. W takich sytuacjach tłumienie odgrywa decydującą rolę poprzez istotne obniżenie amplitud przemieszczeń i redukcję poziomu sił wewnętrznych. Wpływa również na poprawę bezpieczeństwa konstrukcji i obniżenie kosztów eksploatacji. W związku z tym podjęcie badań nad możliwością podwyższenia tłumienia w obiektach budowlanych jest bardzo aktualne.

* prof. dr hab. inż., Politechnika Białostocka
** mgr inż., Politechnika Białostocka

Jeśli uwzględnić, że najprostszym i najefektywniejszym sposobem na zwiększenie poziomu tłumienia w konstrukcji jest podwyższenie zdolności materiału do dyssypacji energii (tłumienie materiałowe), celowe jest prowadzenie badań nad możliwością jego podwyższenia w kompozytach cementowych, które należą do podstawowych materiałów konstrukcyjnych wykorzystywanych na wielką skalę w budownictwie. Zdaniem autorów w odniesieniu do drobnoziarnistych betonów cementowych jest to możliwe na drodze modyfikacji polimerowej składu mieszanki betonowej.

Jednym z efektywnych dodatków polimerowych jest bazująca na estrach kwasów styrenowych i akrylowych dyspersja wodna LDM 6880, która zapewnia istotny przyrost tłumienia kompozytu przy minimalnym obniżeniu właściwości fizykomechanicznych próbek.

W niniejszej pracy autorzy prezentują wyniki badania tłumienia materiałowego na próbkach z drobnoziarnistych betonów cementowych podlegających modyfikacji dodatkiem polimerowym LDM 6880 przy zróżnicowanych poziomach zawartości dodatku oraz wymuszeń dynamicznych (częstotliwości, naprężeń średnich, amplitudy naprężeń).

1. Sformułowanie zadania oraz planowanie eksperymentu

Przeprowadzono eksperyment laboratoryjny, w którym jako funkcje celu przyjęto współczynnik rozproszenia $\psi(Y)$.

Przy badaniu przyjęto, że analizowany będzie wpływ jednego czynnika materiałowego oraz trzech najistotniejszych czynników związanych z warunkami obciążeń wielokrotnie zmiennych:

- zawartość substancji suchej dodatku LDM 6880 w stosunku do masy cementu p_s [%] (X_1);
- częstotliwość obciążeń wielokrotnie zmiennych f [Hz] (X_2);
- poziom średnich naprężeń ściskających σ_{sr} [MPa] (X_3);
- amplituda naprężeń dynamicznych σ_A [MPa] (X_4).

W związku z nieznacznym wpływem zmiany liczby cykli wymuszeń na właściwości dynamiczne próbek przy obciążeniach nieprzekraczających wytrzymałości zmęczeniowej materiału oraz na istotny wzrost kosztów realizacji badań przy wydłużeniu procesu zadawania obciążeń wielokrotnie zmiennych, odstąpiono od

rozpatrywania na różnych poziomach czynnika liczby cykli. Przyjęto identyczną, stałą dla wszystkich badanych próbek, liczbę 2500 cykli obciążeń.

Czynnik X_1 , charakteryzujący zawartość modyfikatora LDM 6880, w planowanym eksperymencie rozpatrywano na trzech poziomach zmienności: 0% (-1), 3% (0) i 6% (+1).

Zakres zmiany czynników X_2 , X_3 i X_4 wybrano z uwzględnieniem typowych warunków obciążeń obiektów wieżowych z betonu, takich jak kominy i chłodnie kominowe.

Czynnik X_2 , odpowiadający częstotliwości wymuszeń sinusoidalnie zmiennych f [Hz], rozpatrywano na trzech poziomach zmienności:

0.5 Hz (-1), 2.0 Hz (0) oraz 3.5 Hz (+1).

Czynnik X_3 , charakteryzujący średnie naprężenia ściskające próbkę σ_{sr} [MPa], rozpatrywano w eksperymencie na trzech poziomach zmienności:

3.5 MPa (-1), 4.5 MPa (0), 5.5 MPa (+1).

Ostatni, czwarty czynnik X_4 , określający amplitudę naprężeń dynamicznych σ_A [MPa] również przyjęto na trzech poziomach zmienności:

± 1.0 MPa (-1), ± 2.0 MPa (0) oraz ± 3.0 MPa (+1).

W nawiasach podano wartości kodowane czynników, do których przejście od wartości naturalnych X_i wykonuje się według zależności:

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

gdzie $\tilde{X}_i$, $\tilde{X}_{i \max}$, $\tilde{X}_{i \min}$ – odpowiednio bieżące, maksymalne i minimalne wartości naturalne i -tego czynnika.

Przy wyborze planu eksperymentu uwzględniono konieczność uzyskania adekwatnego opisu matematycznego rozpatrywanych funkcji celu i możliwość skrócenia liczby prób.

Do opisu przestrzeni czynnikowej $Y_i = f(X_1, X_2, X_3, X_4)$ został przeprowadzony czteroczynnikowy eksperyment według planu drugiego stopnia. Zastosowano przy tym plan trójpoziomowy, mający dostateczną efektywność według podstawowych kryteriów statystycznych [3] oraz zawierający 16 prób (tab. 1).

W każdej próbie przyjęto powtarne pomiary na dwóch próbkach. Liczba powtórzeń została uzasadniona na podstawie wstępnych badań. Liczba pomiarów w eksperymencie przy dwukrotnych powtórzeniach każdej próby wynosiła 32.

Tabela 1. Plan eksperymentu do określania funkcji celu Y

Nr próby	X_1	Ilość dodatku [%]	X_2	Częstotliwość [Hz]	X_3	Napięcie średnie [MPa]	X_4	Amplituda napięcia [MPa]	Współczynnik rozproszenia Y [-]
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
1	-1	0	+1	3.5	+1	5.5	+1	±3	
2	+1	6	-1	0.5	+1	5.5	+1	±3	
3	+1	6	+1	3.5	-1	3.5	+1	±3	
4	+1	6	+1	3.5	-1	3.5	-1	±1	
5	+1	6	-1	0.5	+1	5.5	-1	±1	
6	-1	0	-1	0.5	-1	3.5	+1	±3	
7	-1	0	-1	0.5	-1	3.5	-1	±1	
8	0	3	+1	3.5	+1	5.5	-1	±1	
9	-1	0	0	2.0	+1	5.5	-1	±1	
10	-1	0	+1	3.5	0	4.5	-1	±1	
11	+1	6	-1	0.5	-1	3.5	0	±2	
12	-1	0	+1	3.5	-1	3.5	0	±2	
13	-1	0	-1	0.5	+1	5.5	0	±2	
14	+1	6	+1	3.5	+1	5.5	0	±2	
15	0	3	0	2.0	0	4.5	0	±2	
16	0	3	+1	3.5	-1	3.5	+1	±3	

Prawdopodobnie wybrane czynniki nie wyczerpują wszystkich źródeł zmienności. Jednakże z uwzględnieniem spodziewanych wyników została postawiona teza o możliwości istotnego wpływu wyżej wymienionych czynników na analizowane wielkości Y .

Zadaniem badania było uzyskanie zależności badanej cechy Y od niezależnych czynników sterujących X_1 , X_2 , X_3 oraz X_4 w postaci wielomianów drugiego stopnia dla każdej rozpatrywanej funkcji celu:

$$\begin{aligned}
 Y_i = & a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 + a_3 \cdot X_3 + a_4 \cdot X_4 + a_{12} \cdot X_1 \cdot X_2 + \\
 & + a_{13} \cdot X_1 \cdot X_3 + a_{14} \cdot X_1 \cdot X_4 + a_{23} \cdot X_2 \cdot X_3 + a_{24} \cdot X_2 \cdot X_4 + \\
 & + a_{34} \cdot X_3 \cdot X_4 + a_{11} \cdot X_1^2 + a_{22} \cdot X_2^2 + a_{33} \cdot X_3^2 + a_{44} \cdot X_4^2
 \end{aligned} \quad (2)$$

Przy realizacji eksperymentu warianty całokształtów wartości czynników randomizowano. W tym celu kolejność realizacji pomiarów określono za pomocą tabeli równomiernie rozłożonych wartości losowych.

2. Metoda badania oraz przygotowanie próbek

Wartości współczynnika rozproszenia określano zgodnie z procedurą badawczą, opisaną szczegółowo w pracy [2]. W badaniach do zadawania obciążeń wielokrotnie zmiennych posłużono się wieloosiowym systemem badawczym INSTRON 8502. Współczynnik rozproszenia ψ określano stosując metodę dynamicznej pętli histerezy i metodę cyfrowego przetwarzania sygnałów (filtrację dolnoprzepustową o skończonej odpowiedzi impulsowej oraz Czasowo-Zależną Dyskretną Transformację Fouriera TVDFT). Próbkę walcową (średnicy 8 cm i wysokości 24 cm) z drobnoziarnistych betonów cementowych bez dodatku oraz z dodatkiem LDM 6880 w ilości 3% i 6% realizowano zgodnie z recepturami opracowanymi przy współudziale laboratorium „Atest” w Białymstoku. Na podstawie badań wstępnych oraz mając na uwadze możliwość upłynnienia mieszanek po wprowadzeniu polimerowych dodatków modyfikujących, przyjęto bazową mieszankę betonową o konsystencji V1 i wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie betonu niemodyfikowanego $f_{ck} = 38.5$ MPa. W eksperymencie założono, że zachowany zostanie jednakowy dla wszystkich próbek stały wskaźnik wodno-cementowy $W/C = 0.49$, który uzyskiwano poprzez zmniejszenie ilości wody zarobowej w recepturze niemodyfikowanej mieszanki betonowej o ilość wody zawartej w dodatkach modyfikujących [1]. W związku z wprowadzaniem do mieszanek betonowych znacznej ilości dodatków modyfikujących w stosunku do masy użytego cementu, zmniejszono zawartość kruszywa, uwzględniając przy tym objętości zamienianych materiałów. Zachowano także niezmienną zawartość cementu i stały skład granulometryczny kruszywa. Badania prowadzono po 28 dniach dojrzewania próbek przechowywanych w warunkach wilgotności względnej $>95\%$ i temperaturze $20 \pm 2^\circ\text{C}$.

3. Wyniki badania właściwości dynamicznych oraz ich opracowanie

Wstępna analiza wyników badania (tab. 2) wykazała, że występuje rozrzut wartości Y , zarówno w poszczególnych próbach jak i przy powtórnych pomiarach.

Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób $S_1^2, S_2^2, S_3^2, \dots, S_{16}^2$ sprawdzono za pomocą statystycznego testu Cochrańa [3], który przewiduje porównanie wartości obliczeniowej kryterium Cochrańa G_{obl} z wartością krytyczną G_{kr} . Wartość obliczeniową G_{obl} określa się według wzoru:

$$G_{obl} = \frac{\max\{S_i^2\}}{\sum_{i=1}^{16} S_{i\{Y\}}^2}. \quad (3)$$

Okazało się, że dla funkcji celu Y wartość G_{obl} jest równa 0.2519.

Sprawdzenie jednorodności ocen wariancji powtórnych pomiarów wykazało, że przy poziomie istotności $\alpha = 0.05$ obliczeniowa wartość kryterium Cochran'a jest mniejsza od wartości krytycznej $G_{kr}^{0.05;1;16} = 0.4546$, czyli $G_{obl} < G_{kr}$.

Tabela 2. Wyniki badania zależności funkcji celu Y od czynników X_1, X_2, X_3, X_4

Nr próby	X_1	X_2	X_3	X_4	Y_1	Y_2	$\bar{Y}$	S_j^2
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
1	-1	+1	+1	+1	0.112	0.104	0.108	0.000032
2	+1	-1	+1	+1	0.141	0.145	0.143	0.000008
3	+1	+1	-1	+1	0.140	0.138	0.139	0.000002
4	+1	+1	-1	-1	0.091	0.090	0.091	0.000001
5	+1	-1	+1	-1	0.094	0.102	0.098	0.000032
6	-1	-1	-1	+1	0.135	0.130	0.133	0.000013
7	-1	-1	-1	-1	0.090	0.091	0.091	0.000001
8	0	+1	+1	-1	0.087	0.080	0.084	0.000024
9	-1	0	+1	-1	0.069	0.067	0.068	0.000002
10	-1	+1	0	-1	0.080	0.064	0.072	0.000128
11	+1	-1	-1	0	0.136	0.132	0.134	0.000008
12	-1	+1	-1	0	0.111	0.096	0.104	0.000112
13	-1	-1	+1	0	0.105	0.101	0.103	0.000008
14	+1	+1	+1	0	0.106	0.116	0.111	0.000050
15	0	0	0	0	0.117	0.135	0.126	0.000162
16	0	+1	-1	+1	0.147	0.136	0.142	0.000060

Tak więc można uważać, że wariancje prób są jednorodne. W takim przypadku wariancję generalną eksperymentu można obliczać jako średnią wartość z wariancji poszczególnych prób:

$$S_0^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^{16} S_i^2. \quad (4)$$

Przy liczbie stopni swobody $\nu = N \cdot (m - 1) = 16 \cdot (2 - 1) = 16$ okazało się, że dla przyjętej funkcji Y wartość S_0^2 jest równa 0.000040.

Wyżej wymienione oceny wariancji przyjęto jako jednakowe w całym obszarze przestrzeni czynnikowej dla analizowanej funkcji celu.

Na podstawie wyników eksperymentu przy wykorzystaniu analizy regresyjnej opracowano następujący model matematyczny:

$$\hat{Y} = 0.124 + 0.009 \cdot X_1 - 0.006 \cdot X_2 - 0.006 \cdot X_3 + 0.023 \cdot X_4 - 0.012 \cdot X_1^2 - 0.004 \cdot X_4^2 \quad (5)$$

W powyższym modelu część współczynników, jako nieistotną usunięto. Ocenę istotności współczynników regresji przeprowadzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium t -Studenta.

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

$$t_i = \frac{|a_i|}{\sqrt{S_{a_i}^2}}, \quad (6)$$

gdzie:

$S_{a_i}^2$ – wariancje współczynników regresji, $S_{a_i}^2 = c_{ii} \cdot S_0^2$,

c_{ii} – diagonalny element macierzy kowariancyjnej (dla wybranego planu eksperymentu wartości c_{ii} są równe: $c_0 = 0.7515$; $c_1 = 0.0819$; $c_2 = 0.0893$; $c_3 = 0.0816$; $c_4 = 0.1026$; $c_{12} = 0.0891$; $c_{13} = 0.0988$; $c_{14} = 0.1218$; $c_{23} = 0.1053$; $c_{24} = 0.5367$; $c_{34} = 0.8746$; $c_{11} = 0.3071$; $c_{22} = 1.0155$; $c_{33} = 1.0155$; $c_{44} = 0.3209$).

Jeśli $t_i > t_{\alpha, f}$, to hipotezę o nieistotności współczynników a_i odrzuca się z prawdopodobieństwem $p = 1 - \alpha$. W naszym przypadku, przy $\alpha = 0.025$ oraz liczbie stopni swobody $f = N(m - 1) = 16(2 - 1) = 16$, krytyczna wartość tabelaryczna wynosi $t_{0.025, 16} = 2.12$ [3].

Adekwatność modelu sprawdzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium Fishera F [3]. Obliczeniową wartość tego kryterium określono za pomocą wzoru:

$$F_{obl} = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2}{S_0^2 \cdot (N - (k + 1))}, \quad (7)$$

gdzie:

$\sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2$ – suma kwadratów odchyłeń wartości Y_i obliczonych za pomocą modelu ($\hat{Y}_i$) oraz uzyskanych w eksperymencie ($\bar{Y}_i$);

m – liczba powtórnych pomiarów w każdej próbie;

N – liczba prób w eksperymencie;

$k+1$ – liczba istotnych współczynników w modelu.

Obliczeniową wartość F_{obl} porównuje się z tabelaryczną wartością krytyczną $F_{f_1, f_2, \alpha}$, dla której przyjmuje się $f_1 = N - (k + 1)$; $f_2 = N(m - 1)$.

Sprawdzenie wykazało, że przy poziomie istotności $\alpha = 0.05$ dla $Y - F_{obl}$ jest równe 0.38. Wartość obliczeniowa kryterium Fishera jest mniejsza od odpowiedniej wartości krytycznej:

$$F_{obl} = 0.38 < F_{0.05; 9; 16} = 2.54.$$

Tak więc można uważać, że opracowany model jest adekwatny i może być wykorzystany w dalszej analizie zjawiska tłumienia materiałowego próbek betonowych.

4. Interpretacja wyników badania współczynnika rozproszenia

Interpretację wyników badania wpływu przyjętych czynników na wartość współczynnika rozproszenia Y przeprowadzono na podstawie analizy równania regresji (5).

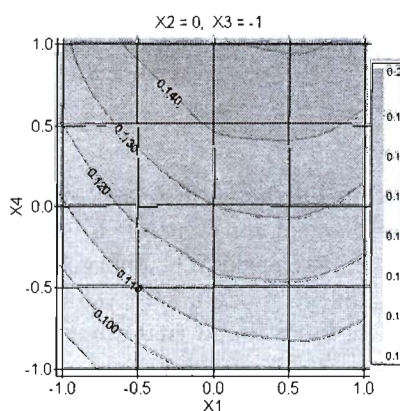
Największy wpływ na wartość współczynnika rozproszenia wykazał czynnik X_4 – amplituda naprężeń dynamicznych. Ustalono dodatni liniowy i niewielki ujemny kwadratowy efekt tego czynnika. To znaczy, że przy zwiększaniu wartości X_4 współczynnik rozproszenia również rośnie. Tak więc przy zmianie wartości kodowanej czynnika X_4 od -1 do $+1$ - Y wrasta o 47.4%. Nie stwierdzono istotnych efektów wspólnych oddziaływań X_4 z pozostałymi czynnikami.

Na drugim miejscu pod względem stopnia wpływu na wartość Y lokuje się czynnik X_1 – zawartość dodatku polimerowego. Ustalono dodatni liniowy oraz ujemny kwadratowy efekt tego czynnika. To znaczy, że wpływ tego czynnika na funkcję Y_6 jest nierównomierny. Przy $X_1 = 0.375$ - Y osiąga maksimum równe 0.126. Przy zmianie X_1 od -1 do maksimum Y wzrasta o 22.0%, a od maksimum do $+1$ następuje spadek Y o 3.7%.

Na trzecim miejscu pod względem stopnia wpływu znajdują się czynniki X_2 – częstotliwość obciążeń wielokrotnie zmiennych i X_3 – poziom średnich naprężeń ściskających próbkę, które wykazały jednakowy niewielki ujemny liniowy efekt. To znaczy, że wraz ze wzrostem X_2 i X_3 wartości funkcji Y maleją. Przy zmianie każdego z tych czynników od -1 do +1 jest to spadek o około 9.2%.

Pod względem praktycznym celowe jest przeanalizowanie zależności współczynnika rozproszenia od dwóch czynników X_1 i X_4 , przy ustabilizowanych wartościach pozostałych czynników X_2 i X_3 . Dla wartości $X_2 = 0$ (2.0 Hz) oraz $X_3 = -1$ (3.5 MPa) model regresji na współczynnik rozproszenia ma postać:

$$\hat{Y} = 0.130 + 0.009 \cdot X_1 + 0.023 \cdot X_4 - 0.012 \cdot X_1^2 - 0.004 \cdot X_4^2 \quad (8)$$



Rys. 1. Zależność współczynnika rozproszenia Y od zawartości dodatku X_1 i amplitudy naprężeń dynamicznych X_4

Powyższą zależność w sposób graficzny przedstawiono na rys. 1. Potwierdzono, że wraz ze wzrostem amplitudy naprężeń dynamicznych funkcja celu Y ciągle rośnie. Ponownie potwierdzono również, że ilość dodatku polimerowego wpływa na badaną cechę w sposób niejednoznaczny. Przy wybranych wartościach czynników X_2 , X_3 i X_4 wraz ze wzrostem ilości dodatku LDM 6880 w mieszance betonowej do 4.5% współczynnik rozproszenia rośnie, a przy dalszym zwiększaniu zawartości polimeru – maleje. Spadek ten jest przy tym znacznie mniejszy niż w przypadku braku dodatku w mieszance betonowej. Wynika z tego, że w celu podwyższenia wartości współczynnika rozproszenia w betonie droбноziarnistym, który chcemy zastosować w konstrukcji wybranego obiektu, należy wprowadzić do mieszanki betonowej dodatek LDM 6880 w ilości 4.5%.

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonego eksperymentu ustalono, że w warunkach obciążeń rzeczywistych (2 Hz - częstotliwość wymuszeń, 3.5 MPa - poziom średnich naprężeń ściskających, ± 3 MPa – amplituda naprężeń dynamicznych) maksymalny przyrost tłumienia materiałowego w drobnoziarnistych betonach cementowych modyfikowanych LDM 6880 jest zapewniony przy 4.5% zawartości substancji suchej dodatku w mieszance betonowej.

Największy wpływ na wielkość tłumienia materiałowego betonu drobnoziarnistego z dodatkiem LDM 6880 ma amplituda naprężeń dynamicznych. Częstotliwość wymuszeń oraz poziom średnich naprężeń ściskających na zmianę zdolności kompozytu do dyssypacji energii wpływa jedynie w nieznacznym stopniu.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy ststutowej S/IIB/4/04.

Literatura

- [1] Barluenga G., Hernández-Olivares: SBR latex modified mortar rheology and mechanical behaviour. *Cement and Concrete Research*, 34, pp. 527-535, 2004.
- [2] Czech K. R., Hościło B., Ryżyński Wł., Zubrycki P.: Wyznaczanie tłumienia materiałowego i zespolonego modułu sprężystości w betonach drobnoziarnistych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Nauki Techniczne Nr 26, Budownictwo, Białystok*, 2005, str. 45-62.
- [3] Krywicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewska M.: *Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach. Część II – Statystyka matematyczna*. Wydanie ósme. PWN, Warszawa, 2003.

STRUCTURAL DAMPING IN MODIFIED CONCRETES AT VARIABLE DYNAMIC LOADS

Summary: In the work the effect of the polymer additive LDM 6880 in concrete mix and variable parameters of dynamic loads (such as forced frequencies, mean stresses and stress amplitudes) of cylinder specimens subjected to cyclic compression loads for damping capacity of cement composite is investigated. The testing methodology of the specific damping capacity (as an accepted measure of damping) and procedure of specimen preparation are also presented. A mathematical model for specific damping capacity depending on the above-mentioned factors has been formulated.

Key words: modified concrete; specific damping capacity

Walery Jezierski, Marta Kosior-Kazberuk***

Ocena odporności betonów na penetrację soli chlorkowych poprzez monitorowanie ich rezystywności elektrycznej

Streszczenie: Jony chlorkowe, są czynnikiem agresywnym, wywołującym korozję stali zbrojeniowej i korozję betonu. W pracy przedstawiono wyniki badań nad wpływem dodatku bitumicznego na odporność betonu cementowego na penetrację jonów chlorkowych. Do oceny odporności betonów zastosowano pomiary zmian rezystywności elektrycznej materiału. Wpływ zawartości dodatku bitumicznego, stężenia NaCl w cieczy, w której nawilżano próbki, czasu oddziaływania środowiska, jak również rodzaju cementu na zmiany rezystywności materiału analizowano przy zastosowaniu metod statystycznych: analizy wariancji i regresji. Wyniki analizy statystycznej wskazują na bardzo korzystny wpływ dodatku bitumicznego na odporność betonu na wnikanie roztworów soli chlorkowych.

Słowa kluczowe: beton, jony chlorkowe, rezystywność elektryczna, ochrona materiałowo-strukturalna, dodatek bitumiczny, analiza wariancji, regresja

Wprowadzenie

W warunkach eksploatacji obiekty budowlane bardzo często narażone są na oddziaływanie soli chlorkowych, które gromadzą się w przestrzeni kapilarno-porowatej materiału i powodują korozję stali zbrojeniowej, jak również chemiczną i fizyczną korozję betonu. Zawilgocenie materiału sprzyja rozpuszczaniu tych soli oraz migracji wewnątrz betonowych i żelbetowych elementów konstrukcyjnych.

* Katedra Podstaw Budownictwa i Fizyki Budowli, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

** Katedra Konstrukcji Betonowych i Murowych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

W obiektach drogowych chlorki pochodzą z roztworów soli odladzających. Innym źródłem chlorków może być woda morska, będąca w bezpośrednim kontakcie z betonem lub w postaci drobnych kropli przenoszonych przez wiatr, a także bracka (zasolona) woda gruntowa [1].

Chlorki wnikają do betonu w wyniku dyfuzji, podciągania kapilarnego, absorpcji, wiązania chemicznego. Wysokie stężenie chlorków na powierzchni, zmniejsza się w miarę przesuwania się do wewnętrznych warstw betonu.

Pośród czynników decydujących o wnikaniu chlorków, związanych z eksploatacją budowli odsłoniętych, można wymienić cykliczne nasycanie i suszenie oraz oddziaływanie mrozu. Jeżeli beton jest okresowo poddawany działaniu roztworów zawierających jony chlorkowe i okresowo obsycha, wnikanie chlorków jest intensywne. Transport jonów Cl^- w kapilarach zależy od okresów nawilżania i obsychania materiału. Okresy nawilżania i suszenia bywają różne dla różnych części tego samego obiektu w zależności od nasłonecznienia, ekspozycji na działanie wiatru, ukształtowania konstrukcji.

Zastosowanie domieszek i dodatków bitumicznych na etapie przygotowania mieszanki betonowej może być efektywną formą ochrony materiałowo-strukturalnej zapraw i betonów cementowych, zabezpieczającą materiał przed wnikaniem roztworów soli z zewnątrz. Wprowadzenie tego rodzaju substancji ma na celu hydrofobizację ścianek porów i zablokowanie połączeń między nimi, zmniejszenie znaczenia porów kapilarnych w ogólnej porowatości oraz ograniczenie dostępu roztworów wodnych substancji agresywnych do wnętrza materiału [2]. Spoiwem tworzywa pozostaje uwodniony cement.

Rezystywność elektryczna jest jedną z właściwości materiału, która może służyć do oceny stanu struktury betonu w warunkach cyklicznego oddziaływania roztworów soli. Jest to cecha niezależna od wymiarów geometrycznych, wyrażana w Ωm . Rezystywność betonu może osiągać wartość od 10^1 do $10^5 \Omega\text{m}$, zależnie od wilgotności i składu betonu. Prąd elektryczny przewodzą jony zawarte w fazie ciekłej betonu. Wzrost nasycenia porów, jak również zwiększona ilość porów o dużej średnicy, powodują obniżenie rezystywności. Przy stałej wilgotności, rezystywność wzrasta w miarę zaawansowania procesu hydratacji betonu. Opór właściwy jest większy, gdy beton jest suchy, skarbonatyzowany. Z teoretycznego i eksperymentalnego punktu widzenia istnieje korelacja pomiędzy rezystywnością betonu i wnikaniem jonów chlorkowych. Ogólnie, współczynnik dyfuzji chlorków jest odwrotnie proporcjonalny do oporu właściwego materiału [4].

W pracy przedstawiono wyniki badania odporności betonu z dodatkiem bitumicznym na wnikanie jonów chlorkowych w warunkach cyklicznego nawilżania i suszenia. Wpływ dodatku na przepuszczalność betonu oceniono na podstawie

długotrwałego monitorowania zmian rezystywności elektrycznej materiału – w zależności od zawartości dodatku w betonie, czasu oddziaływania środowiska i rodzaju cementu, z którego wykonano próbki.

1. Metoda badania

Badania wykonano na próbkach betonów droбноziarnistych. Zachowano jednakową plastyczną konsystencję mieszanek betonowych. Dodatek pasty bitumicznej uwzględniano w zarobie poprzez zmniejszenie zawartości kruszywa, uwzględniając objętość zamienianych materiałów.

Do wykonania próbek betonowych stosowano dwa cementy portlandzkie: cement CEM I 42.5 HSR NA (C1), który spełnia wymagania stawiane cementom do konstrukcji mostowych, oraz CEM I 42.5 MSR NA (C2) – cement portlandzki drogowy. Zawartość cementu w badanych betonach była stała i wynosiła 450 kg/m^3 . Jako kruszywo stosowano mieszaninę piasku rzeczno i kruszywa łamanego o uziarnieniu do 8 mm. Punkt piaskowy wynosił w każdym przypadku 44.9%.

Pasta bitumiczna jest roztworem asfaltu przemysłowego w wysokowrzącym węglowodorowym rozpuszczalniku organicznym – nafcie technicznej z dodatkami. Badania przeprowadzono na próbkach wykonanych według dwóch receptur, z każdego cementu, zawierających pastę bitumiczną, a także na próbkach kontrolnych bez dodatku pasty. Dobierając receptury wzięto pod uwagę wyniki dotychczas przeprowadzonych badań nad betonami modyfikowanymi pastą bitumiczną [2,3]. W próbkach z cementu C1 zastosowano dodatek bitumiczny w ilości 11% i 13% w stosunku do masy cementu, a w próbkach z cementu C2 – w ilości 9.5% i 11% w stosunku do masy cementu.

Monitorowano zmiany w czasie rezystywności elektrycznej betonów przechowywanych w 3% roztworze NaCl i porównawczo w wodzie.

Po 28 dniach dojrzewania próbki poddano okresowemu nawilżaniu w 3% roztworze NaCl i suszeniu w temperaturze $18 \pm 2^\circ\text{C}$ i wilgotności względnej 40%. Okres nawilżania, podczas którego próbki były zanurzone w roztworze soli (lub w wodzie) do 4/5 wysokości, trwał 5 dob, okres suszenia – 7 dob. Naprzemienne nawilżanie i suszenie powoduje ciągły ruch wilgoci w porach betonu, co w przybliżeniu odpowiada warunkom eksploatacji obiektów rzeczywistych. Częściowe zanurzenie próbek w cieczy intensyfikuje migrację chlorków wywołaną absorpcją i oddziaływaniem sił podciągania kapilarnego.

W próbkach betonowych, o wymiarach $10 \times 10 \times 5 \text{ cm}$, umieszczano po dwie elektrody wykonane ze stali nierdzewnej o powierzchni czynnej 10 cm^2 .

Przyjmowano grubość otuliny wokół stali zbrojeniowej ~2 cm. Przed zatopieniem w świeżym betonzie, elektrody odfuszczono.

Pomiary prowadzono przy użyciu konduktometru z kompensacją temperatury, stosując prąd przemienny o częstotliwości 1-2 kHz (w celu uniknięcia efektu polaryzacji). Rezystywność ρ obliczono jako odwrotność konduktancji, uwzględniając pole powierzchni elektrod i odległość pomiędzy nimi. Pierwszy pomiar rezystywności przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania próbek. Zmiany monitorowano w ciągu 12 miesięcy.

2. Wyniki badania i ich analiza

Wyniki monitorowania rezystywności betonów nawilżanych w wodzie i suchych przedstawia tabela 1, a betonów nawilżanych w roztworze NaCl – tabela 2.

Tabela 1. Plan badania i wyniki pomiarów rezystywności betonów nawilżanych w wodzie

Czynnik C (rodzaj cementu)		Cement C1			Cement C2		
Czynnik B (p/c)		0.0	0.11	0.13	0.0	0.095	0.11
Czynnik A - czas (miesiące)	0	46.3	70.4	70.4	44.6	71.4	64.1
		51.0	48.1	69.4	52.6	68.5	67.6
		49.0	63.3	72.5	52.1	61.7	56.8
	1	41.3	74.6	108.7	45.0	80.6	87.7
		58.1	62.5	92.6	47.6	92.6	74.6
		50.0	75.8	128.2	53.8	78.1	82.0
	2	53.2	121.9	156.2	64.1	121.9	142.9
		53.2	111.1	161.3	38.5	106.4	151.5
		44.6	102.0	147.0	45.9	142.9	142.9
	3	42.7	96.2	138.9	45.4	111.1	106.4
		39.4	100.0	125.0	52.6	108.7	135.1
		45.4	89.3	125.0	36.5	90.9	119.0
	4	53.2	92.6	128.2	41.7	111.1	119.0
		44.6	84.7	131.6	45.4	89.3	106.4
		37.9	102.0	142.9	47.2	104.2	142.9
	5	43.5	111.1	147.0	42.7	116.3	125.0
		48.5	108.7	128.2	56.8	113.6	142.9
		44.6	89.3	147.0	36.5	106.4	131.6
	6	45.4	116.3	208.3	46.3	138.9	172.4
		45.9	128.2	178.6	45.4	119.0	156.2
		39.7	125.0	147.0	41.7	142.9	147.1
	7	58.8	119.0	185.2	52.1	156.2	178.6
		55.6	131.6	185.2	60.2	151.5	178.6
		56.8	161.3	200.0	58.8	138.9	185.2

Czynnik C (rodzaj cementu)		Cement C1			Cement C2		
Czynnik B (p/c)		0.0	0.11	0.13	0.0	0.095	0.11
	8	54.9	131.6	208.3	50.0	161.3	192.3
		49.0	138.9	200.0	40.0	161.3	200.0
		46.7	131.6	208.3	46.7	156.2	178.6
	9	55.6	161.3	227.3	55.6	208.3	227.3
		62.5	156.2	238.1	55.6	178.5	250.0
		59.5	142.9	200.0	54.9	185.2	217.4
	10	54.9	161.3	238.1	50.0	208.3	250.0
		46.3	166.7	250.0	56.2	156.2	227.3
		49.5	161.3	250.0	45.0	208.3	250.0
	11	52.6	156.2	238.1	50.0	200.0	277.8
		58.1	185.2	250.0	50.5	178.6	227.3
		54.9	161.3	277.8	60.2	185.2	227.3
	12	66.7	166.7	217.4	71.4	185.2	263.2
		63.3	166.7	277.8	50.5	208.3	227.3
		61.0	172.4	238.1	62.5	217.4	238.1

Tabela 2. Plan badania i wyniki pomiarów rezystywności betonów nawilżanych w 3% roztworze NaCl

Czynnik C (rodzaj cementu)		Cement C1			Cement C2		
Czynnik B (p/c)		0.0	0.11	0.13	0.0	0.095	0.11
Czynnik A - czas (miesiące)	0	50.0	58.1	58.1	54.9	62.5	70.4
		44.2	54.3	58.1	54.9	59.5	67.6
		37.9	53.8	61.0	55.6	55.6	62.5
	1	46.7	61.0	89.3	45.4	73.5	76.9
		44.9	72.5	96.1	29.8	75.8	83.3
		33.8	69.4	111.1	40.0	65.8	83.3
	2	31.2	100.0	94.3	27.2	86.2	121.9
		34.5	96.1	116.3	44.6	94.3	128.2
		36.5	94.3	98.0	25.6	89.3	119.0
	3	33.3	79.4	83.3	38.8	72.5	106.4
		25.1	90.9	87.7	31.2	79.4	86.2
		32.3	66.7	98.0	20.8	71.4	111.1
	4	37.6	75.8	87.7	40.6	79.4	89.3
		32.7	78.1	73.5	35.2	71.4	102.0
		38.8	75.8	82.0	36.5	67.6	89.3
	5	34.5	79.4	98.0	27.6	84.7	113.6
		37.0	86.2	96.1	34.7	78.1	125.0
		28.1	83.3	86.2	29.4	92.6	100.0
	6	31.4	92.6	128.2	31.0	102.0	131.6
		34.4	96.1	106.4	30.9	89.3	125.0
		32.5	98.0	128.2	39.4	100.0	135.1

Czynnik C (rodzaj cementu)		Cement C1			Cement C2		
Czynnik B (p/c)		0.0	0.11	0.13	0.0	0.095	0.11
	7	44.2	125.0	128.2	45.4	119.0	142.9
		41.0	98.0	125.0	43.1	106.4	151.5
		50.5	100.0	125.0	47.2	111.1	151.5
	8	33.1	106.4	151.5	34.5	138.9	172.4
		32.9	116.3	147.1	28.6	119.0	166.7
		49.0	106.4	121.9	31.0	102.0	151.5
	9	44.2	151.5	151.5	45.4	125.0	178.6
		27.2	131.6	161.3	38.2	113.6	217.4
		42.0	113.6	172.4	37.6	121.9	192.3
	10	43.9	125.0	161.3	37.9	138.9	208.3
		43.9	113.6	151.5	29.1	125.0	227.3
		30.9	135.1	151.5	28.2	125.0	227.3
	11	35.5	142.9	151.5	31.8	128.2	192.3
		28.9	128.2	178.6	28.9	128.2	208.3
		32.0	128.2	161.3	34.5	135.1	217.4
	12	26.6	113.6	166.7	34.2	135.1	217.4
		48.5	131.6	185.2	33.8	128.2	192.3
		34.2	125.0	172.4	36.0	151.5	208.3

Wstępna analiza statystyczna wyników badania wykazała, że dla różnych warunków przechowywania próbek istnieje rozrzut wartości rezystywności w zależności od wartości p/c , czasu oddziaływania środowiska i rodzaju cementu, z którego wykonano próbki.

Do określenia istotności wpływu czasu oddziaływania środowiska na próbki t (czynnik A), stosunku p/c (czynnik B), rodzaju cementu (czynnik C – jakościowy) oraz stężenia NaCl w cieczy, w której przechowywano próbki (czynnik D) na tle rozrzutu wartości rezystywności ρ (zmienna Y), w poszczególnych próbach, zastosowano czteroczynnikową analizę wariancji wyników badania.

Test Cochra na wykazał, że przy liczbie stopni swobody $f = 2$ oraz liczbie porównywanych wariancji $k = 156$, obliczeniowa wartość kryterium Cochra na wynosi:

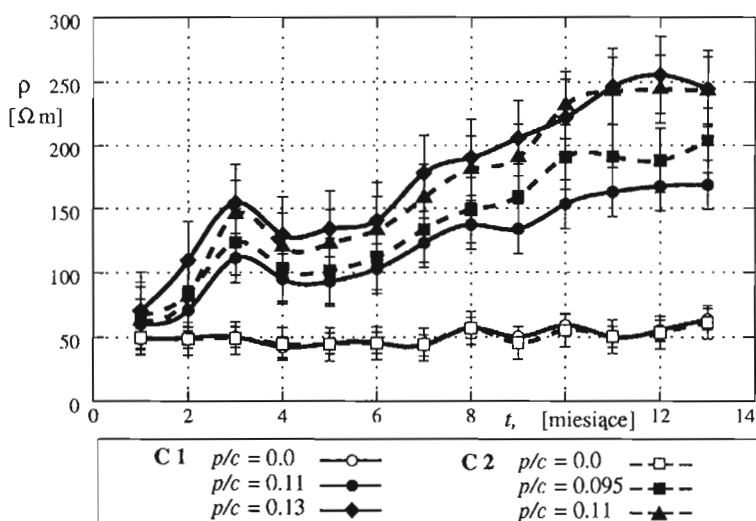
$$G_{ijkmax} = 941.66/16708.18 = 0.0564. \quad (1)$$

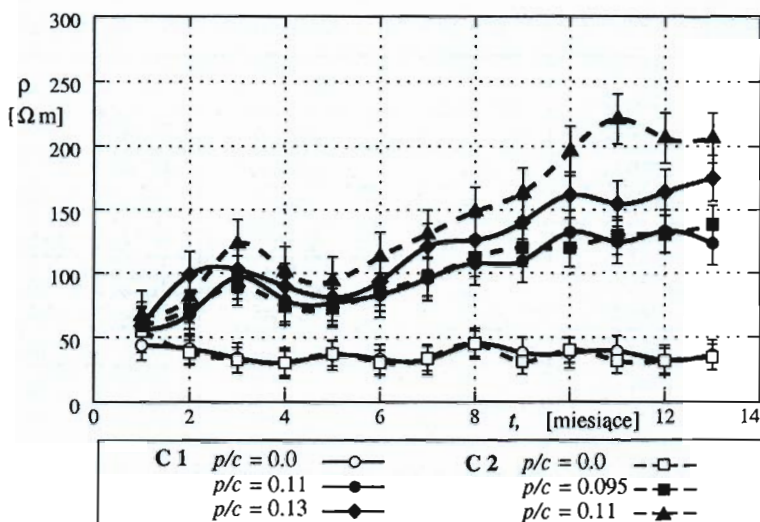
Przy poziomie istotności $\alpha = 0.05$ wartość ta jest mniejsza niż krytyczna wartość $G_{0.05;2;156} = 0.0632$ [5]. Można więc uważać, że wariancje prób są jednorodne a rezultaty badania – odtwarzalne. Ocena generalnej wariancji odtwarzania eksperymentu, obliczona, przy liczbie stopni swobody $f = 156(3 - 1) = 312$, równa $S^2_v = 16708.18/156 = 107.07$ została przyjęta jako jednakowa dla całego obszaru oddziaływania czynników.

Wyniki analizy wariancji przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników A, B, C i D na rezystywność elektryczną próbek betonowych

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obt}	F_{tab}	η (%)
Czynnik A	352948.8	12	29412.4	279.51	1.79	21.19
Czynnik B	932931.0	2	466465.5	4432.84	3.02	56.02
A i B	191508.2	24	7979.5	75.83	1.58	11.50
Czynnik C	2796.4	1	2796.4	26.57	3.88	0.17
A i C	3329.8	12	277.5	2.64	1.79	0.20
B i C	2045.9	2	1022.9	9.72	3.02	0.12
A i B i C	5044.6	24	210.2	2.00	1.58	0.30
D	91446.7	1	91446.7	869.02	3.88	5.49
A i D	17268.5	12	1439.0	13.68	1.79	1.04
B i D	13165.5	2	6582.7	62.56	3.02	0.79
A i B i D	4302.8	24	179.3	1.70	1.58	0.26
C i D	775.0	1	775.0	7.36	3.88	0.05
A i C i D	636.8	12	55.1	0.50	1.79	0.04
B i C i D	11349.8	2	5674.9	53.93	3.02	0.68
A, B, C i D	2996.5	24	124.8	1.19	1.58	0.18
Błąd pomiaru	32831.6	312	107.1	-	-	1.97

Rys. 1. Rezystywność betonów ρ , Ωm , nawilżanych w wodzie wodociągowej w zależności od czasu działania środowiska t , miesiące, przy różnych wartościach p/c



Rys. 2. Rezystywność betonów ρ , Ωm , nawilżanych w roztworze NaCl w zależności od czasu działania środowiska t , miesiące, przy różnych wartościach p/c

W wyniku analizy wariancji ustalono, że czynniki A, B, C i D mają istotny wpływ na wartość rezystywności betonów. Także wspólne oddziaływanie badanych czynników jest statystycznie istotne. Jedynie wspólne oddziaływanie czynników A, C i D oraz A, B, C i D można uznać za statystycznie nieistotne. Wskazuje na to porównanie kryteriów Fishera – obliczeniowych F_{ohl} i tablicowych F_{lab} .

Obliczono także procentowy wpływ wybranych czynników η (tabela 3).

Aby zapewnić możliwość prognozowania rezystywności betonu naprzemienianie nawilżanego i suszonego, opracowano matematyczny opis obiektu badań (funkcja Y) w zależności od wybranych czynników. Dalej rozpatrywano wpływ jedynie czynników ilościowych, oddzielnie dla każdego cementu: stosunku p/c – czynnik X_1 , czasu oddziaływania środowiska t (miesiące) – czynnik X_2 oraz stężenia NaCl w roztworze, w którym przechowywano próbki – czynnik X_3 .

Przy opracowaniu opisu matematycznego uwzględniono następujące poziomy czynniki:

- czynnik X_1 : 0.11, 0.13 (dla cementu C1); 0.095, 0.11 (dla cementu C2),
- czynnik X_2 : 0, 3, 6, 9, 12,
- czynnik X_3 : 0, 3.

Funkcję opisującą zmiany wytrzymałości betonu w czasie przyjęto w postaci wielomianu ortogonalny pierwszego stopnia. Do obliczeń wykorzystano pakiet programów "STAT" [6]. W przypadku cementu C1 funkcja przybiera postać:

$$Y_1 = 66.35 - 31.81X_2 + 371.3X_1X_2 + 5.208X_2X_3 - 57.97X_1X_2X_3 \quad (1.2)$$

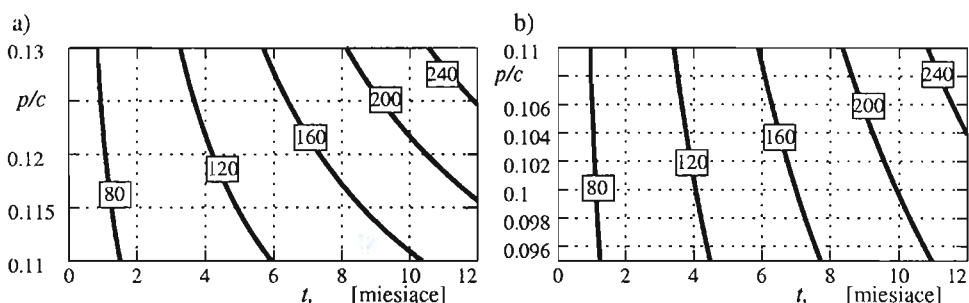
w przypadku cementu C2:

$$Y_2 = 64.67 - 12.01X_2 + 256.3X_1X_2 - 7.728X_2X_3 + 58.86X_1X_2X_3 \quad (1.3)$$

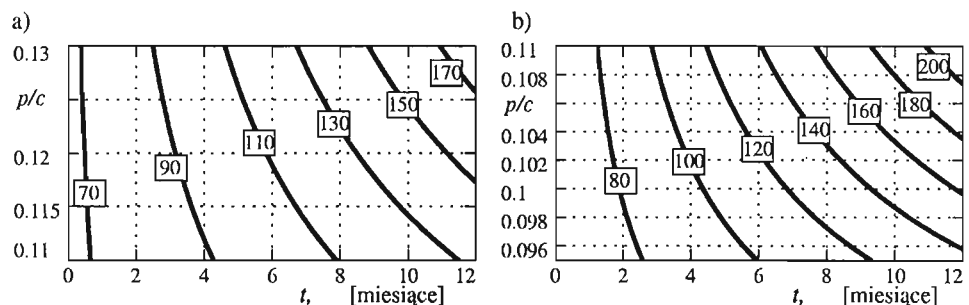
Adekwatność otrzymanych zależności sprawdzono za pomocą testu Fishera. Wartość eksperymentalna kryterium dla betonów z cementem C1 wynosi $F_{eksp1} = 1.90$, a dla betonów z cementem C2 – $F_{eksp2} = 1.88$. Wartość krytyczna tego kryterium, przy poziomie istotności $\alpha = 0.05$, liczbie stopni swobody $f_1 = N - d^* = 20 - 5 = 15$ oraz $f_2 = N(n-1) = 20(3-1) = 40$, wynosi $F_{kr} = 1.96$. Ponieważ obliczone wartości F_{eksp} są mniejsze od wartości krytycznej, opracowane równania regresji uważa się za adekwatne.

3. Interpretacja wyników badania

Interpretując wyniki badania, uzyskane zależności przedstawiono graficznie w postaci izolinii rezystywności (rys. 3, 4).



Rys. 3. Izolinie rezystywności betonów przechowywanych w wodzie $\hat{Y}(\rho, \Omega m)$ w zależności od wartości X_1 (p/c) i czasu przechowywania X_2 (t , miesiące); a) dla próbek betonów z cementem C1; b) dla próbek betonów z cementem C2.



Rys. 4. Izolinie rezystywności betonów przechowywanych w 3% NaCl $\hat{Y}(\rho, \Omega m)$ w zależności od wartości X_1 (p/c) i czasu przechowywania X_2 (t , miesiące); a) dla próbek betonów z cementem C1; b) dla próbek betonów z cementem C2.

Rozważając zależność $\rho = f(p/c, t)$ dla betonów z cementem C1, przechowywanych w wodzie i 3% roztworze NaCl, można stwierdzić, że czas przechowywania i zawartość pasty bitumicznej mają dodatni wpływ na rezystywność, tj. ze wzrostem wartości czynników X_1 i X_2 rośnie wartość $\hat{Y}$. Wzrost ten przeciętnie wynosi:

- przy zmianie wartości X_1 od 0.11 do 0.13 ~45 Ωm , czyli ok. 37% przy przechowywaniu w wodzie i ~24 Ωm , czyli ok. 24% przy przechowywaniu w NaCl;
- przy zmianie wartości X_2 od 0 do 12 miesięcy ~153 Ωm (ok. 230%) przy przechowywaniu w wodzie i ~90 Ωm (ok. 135%) przy przechowywaniu w NaCl.

Analizując wpływ wybranych czynników na rezystywność betonów z cementem C2 można stwierdzić, że wpływ jakościowy badanych czynników jest taki sam. Różnica dotyczy wpływu ilościowego. Wzrost rezystywności betonów z cementem C2 wynosi przeciętnie:

- przy zmianie wartości X_1 od 0.095 do 0.11 ~23 Ωm , czyli ok. 17% przy przechowywaniu w wodzie i ~39 Ωm , czyli ok. 39% przy przechowywaniu w NaCl;
- przy zmianie wartości X_2 od 0 do 12 miesięcy ~171 Ωm , (ok. 265%) przy przechowywaniu w wodzie i ~110 Ωm (ok. 170%) przy przechowywaniu w NaCl.

Przyczyną wzrostu rezystywności może być uszczelnienie struktury materiału w czasie trwania badania, spowodowane przedłużeniem procesu hydratacji w obecności pasty bitumicznej, na co wskazują wyniki badań wcześniejszych. Ponadto, zwiększeniu rezystywności sprzyja uszczelnienie materiału poprzez blokowanie porów w materiale pastą bitumiczną.

Rezystywność betonów, wykonanych przy zastosowaniu cementów C1 i C2, praktycznie nie różni się, zarówno przy przechowywaniu ich w wodzie jak i w roztworze soli. Fakt ten wydaje się przeczyć wynikowi analizy wariancji (tablica 3). Jednakże, biorąc pod uwagę znaczenie η wpływu czynnika C (rodzaj cementu), którego zawartość wynosi 0.17%, można stwierdzić, że rodzaj cementu praktycznie nie ma wpływu na wartość rezystywności betonu.

Porównując rezystywności betonów, sezonowanych w wodzie i roztworze soli, można zauważyć, że rezystywność, niezależnie od zastosowanego cementu, rośnie wolniej i jest mniejsza przy nawilżaniu próbek w roztworze NaCl. Fakt ten można wyjaśnić akumulacją w przestrzeni porowej pewnej ilości kryształów NaCl, które powodują wzrost wilgotności sorpcyjnej materiałów kapilarno-porowatych. Wzrost wilgotności sprzyja powstawaniu roztworu elektrolitu, co w efekcie powoduje obniżenie rezystywności. Wniosek ten potwierdza wyniki analizy wariancji, zgodnie z którymi wpływ czynnika D (środowisko ekspozycji próbek) wynosi ~5.5%.

W betonach, które nie zawierały pasty bitumicznej, przechowywanych w wodzie, rezystywność elektryczna nie ulegała zmianom w całym okresie badania i utrzymywała się jej wartość osiągnięta po 28 dniach dojrzewania $\sim 50 \Omega m$. Po cyklicznym nawilżaniu przez rok w roztworze soli i po suszeniu rezystywność betonów kontrolnych obniżyła się o $\sim 35\%$ w stosunku do wartości rezystywności po 28 dniach sezonowania.

Wnioski

1. Betony, wykonane z cementów portlandzkich, przeznaczonych do konstrukcji mostowych i drogowych, zawierające dodatek bitumiczny, charakteryzują się znacznie większą rezystywnością elektryczną niż próbki kontrolne. Po 12 miesiącach monitorowania opór właściwy betonów z dodatkiem bitumicznym był ~ 5 razy większy niż betonów bez dodatku, zarówno przy nawilżaniu próbek w wodzie jak i roztworze soli.
2. Stwierdzono, że istotny wpływ na rezystywność mają takie czynniki jak: czas oddziaływania środowiska na próbki, zawartość dodatku w betonie, wyrażona stosunkiem p/c oraz rodzaj oddziałującego środowiska (woda lub roztwór soli). Największy wpływ, mierzony zawartością procentową wykazuje stosunek p/c ($\sim 56\%$) i czas ekspozycji próbek w zmiennych warunkach wilgotnościowych ($\sim 21\%$). Wpływ rodzaju cementu jest praktycznie nieistotny.

Artykuł opracowano w ramach projektu badawczego S/IIB/2/04.

Literatura

- [1] Neville A.: Chloride attack of reinforced concrete: an overview. *Materials and Structures*, Vol. 28, 1995, pp 63-70.
- [2] Wieczorek G., Kosior – Kazberuk M.: Asphalt modified concretes and mortars. In: *Science of Cement and Concrete*. Kurdowski W, Gawlicki M. (Eds.), Kraków 2001, pp. 315-330.
- [3] Kosior – Kazberuk M.: Effect of concrete mix modification with asphalt on the selected properties of concrete. In: *Proc. 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering*, Springer VDI Verlag, Monachium, 2002, p. 332-337.

- [4] Polder R.B., Peelen W.H.A.: Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity. *Cement and Concrete Composites* 2002, Vol. 24, p. 427.
- [5] Hartman K., Lecki E., Schäfer W.: *Statistische Versuchplanung und Auswertung in der Stoffwirtschaft*. Leipzig, 1977.
- [6] Perlman G.: *The STAT Handbook. Data Analysis Programs on UNIX and MSDOS*, 1986.

EVALUATION OF CONCRETE RESISTANCE TO CHLORIDE SALTS PENETRATION BY MEANS OF ELECTRICAL RESISTIVITY MONITORING

Summary: The chloride-induced corrosion of reinforcing steel is the major reason for the premature deterioration and degradation of field concrete structures built in salt-laden environment. The results of investigation of the effect of bituminous addition on Portland cement concrete resistance to chloride ions penetration are presented in this paper. Chloride penetration was simulated by subjecting samples to cyclic loading with salt solution and drying. Concrete resistivity development was monitored during 12 months. The test results have been analysed using the analysis of variance and regression to verify the effect of addition content, the time of exposure in aggressive environment, as well as the sort of cement on chloride ion permeability of Portland cement concrete. The statistical analysis showed that bituminous addition significantly improves the concrete resistance to chloride salt solution penetration.

Key words: concrete, chloride ions, bituminous addition, electrical resistivity, material and structural protection, analysis of variance, regression

Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska

Zmiana wymiarów liniowych płyt wełny mineralnej w warunkach oddziaływań eksploatacyjnych

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych nad zmianami wymiarów liniowych płyt z wełny mineralnej o różnej gęstości w zależności od ilości cykli zamrażania-rozmrażania próbek. Badanie zostało przeprowadzone z zastosowaniem metody statystycznej planowania eksperymentu. Na podstawie otrzymanych wyników opracowano modele regresyjne zależności wymiarów: grubości, szerokości i długości próbek od liczby cykli zamrażania –rozmrażania.

Wyniki badania upewniają, że przy projektowaniu ścian zewnętrznych z elewacjami wentylowanymi bez uwzględnienia możliwości procesu skurczu i pęcznienia płyt wełny mineralnej mogą powstać konstrukcje o istotnie zaniżonych cechach eksploatacyjnych.

Słowa kluczowe: płyty wełny mineralnej, wymiary liniowe, badania laboratoryjne, ściana wentylowana, mostek termiczny.

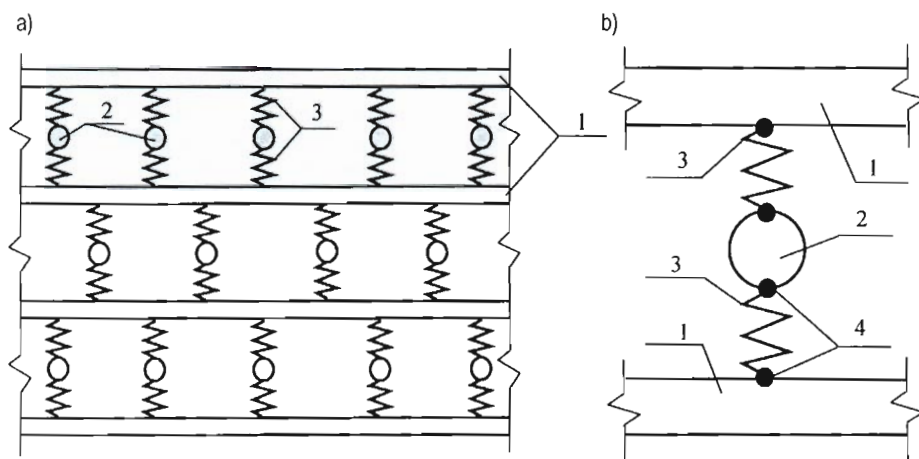
Wstęp

Najważniejszym eksploatacyjnym wskaźnikiem płyt z wełny mineralnej, stosowanych w ścianach zewnętrznych, jest ich zdolność do zapewniania termoizolacyjnych właściwości w ciągu określonego czasu. W związku z tym rozpatrując podstawowe kryteria wytrzymałości eksploatacyjnej płyt z wełny mineralnej trzeba mieć na uwadze zachowanie się w czasie współczynnika przewodzenia ciepła i wymiarów liniowych tych płyt.

Termoizolacja w ścianach zewnętrznych budynków poddawana jest złożonemu kompleksowi oddziaływań: zamrażaniu-rozmrażania, zawilgacaniu-odsychaniu,

długotrwałemu wpływowi ujemnych lub dodatnich temperatur, oddziaływaniu agresywnego środowiska i innym oddziaływaniom. Istotnym czynnikiem niszczącym materiały izolacji termicznej jest cykliczne zamrażanie-rozmrażanie. To oddziaływanie wywołuje najbardziej intensywny rozwój procesów destrukcyjnych w materiałach mających zdolność utrzymywania wilgoci.

Zmiana właściwości płyt z wełny mineralnej pod wpływem czynników eksploatacyjnych zależy od jej struktury. Model płyt z wełny mineralnej o poziomowarstwowej strukturze charakteryzującej przestrzenny stan naprężeń podano w [1]. W tym modelu (rys.1) mineralne włókna opierają się na elementach sprężystych, rozłożonych w taki sposób, że każde oddzielne włókno (beleczka) leży na sprężystej podstawie, na której opiera się całkowicie. Elementy sprężyste są to miejsca krzyżowania się oddzielnych włókien przestrzennie zorientowanych. Elementy te połączone są punktowo oraz sztywno z wzdłużnymi i poprzecznymi włóknami. Modelują one pracę lepiszcza: przy deformacji ściskają się, rozciągają się, zginają się oraz sprzeciwiają się przekazywaniu sił do sąsiednich włókien.



Rys. 1. Model płyty wełny mineralnej o poziomowarstwowej strukturze [2]: a) schemat modelu; b) elementarne ogniwo struktury; 1,2 – włókna; 3- elementy sprężyste, 4 - sztywne punktowe połączenie elementów sprężystych z włóknami

Przy oddziaływaniu na płytę z wełny mineralnej czynników eksploatacyjnych następuje zmiana wymiarów liniowych, przy czym można zaobserwować zarówno skurcz jak i pęcznienie. Skurcz płyt może doprowadzić do pogorszenia termoizola-

cyjnych właściwości przegrody budowlanej, na skutek powstania mostków termicznych.

Biorąc pod uwagę powyższe, przeprowadzono badanie wpływu zamrażania-rozmrażania na zmianę liniowych wymiarów płyt z wełny mineralnej o poziomowarstwowej strukturze.

1. Metoda badania

W związku z tym, że płyty z wełny mineralnej charakteryzują się właściwościami anizotropowymi, w eksperymencie badano zmianę wymiarów próbek: grubości Δh , szerokości Δa , i długości Δb , w zależności od liczby cykli zamrażania – rozmrażania.

Badania przeprowadzono na próbkach z wełny mineralnej, której gęstość wynosiła 74 kg/m^3 i 156 kg/m^3 . Podczas badań zastosowano metodę polegającą na poddawaniu próbek cyklicznemu zamrażaniu-rozmrażaniu do całkowitego zaniknięcia procesu pęcznienia. Dla próbek o gęstości 74 kg/m^3 ostateczna liczba zmiennych oddziaływań, przy której całkowicie zanika proces pęcznienia, to 75 cykli, a dla próbek o gęstości 156 kg/m^3 – 150 cykli. Naturalne i kodowane wartości czynników przedstawiono w tab. 1.

Badany materiał izolacyjny miał poziomowarstwową strukturę włókien z niewielkim poziomym gofrowaniem warstw po grubości.

Do badań wycięto próbki o wymiarach $100 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}$ ($a \times b$), płyt z wełny mineralnej o grubości 50 mm (h) w taki sposób, aby strona a odpowiadała szerokości płyty stosowanej w budownictwie (500 mm), a strona b – jej długości (1000 mm). Wymiary próbek zostały wybrane w zgodności z wymiarami przyrządów pomiarowych.

Badanie próbek polegało na przetrzymywaniu ich w ciągu 15 minut w środowisku pary wodnej przy temperaturze $98 \pm 2^\circ \text{C}$ i wilgotności $98 \pm 2\%$ w komorze przyspieszonych badań wodoodporności materiałów z wełny mineralnej [1]. Następnie próbki umieszczano w zamrażarce, gdzie zamrażano je do temperatury $-28 \pm 2^\circ \text{C}$ w ciągu 5 godzin, a potem rozmrażano w ciągu 5 godzin przy temperaturze $20 \pm 2^\circ \text{C}$ i wilgotności $55 \pm 5\%$. Rozmrożone próbki suszono w suszarce do stałej masy. Dalej cykl badawczy powtarzano. Długość każdego cyklu badawczego wynosiła 12 godzin, a w każdym cyklu obserwowano dwa przejścia temperatury przez zero.

Po każdym cyklu badań przeprowadzano pomiary grubości, szerokości i długości próbek w 5 punktach: w czterech narożnikach i w środku. Wynikiem badania

po każdej serii cyklicznego oddziaływania była średnia wielkość z pięciu pomiarów. Badania przeprowadzono na 3 próbkach.

2. Wyniki badania i ich interpretacja

Zmianę wymiarów liniowych próbek z wełny mineralnej, w zależności od liczby cykli zamrażania – rozmrażania w eksperymencie, określono zgodnie ze wzorami:

$$\Delta h = (h_1/h_2) \cdot 100\%, \quad \Delta a = (a_1/a_2) \cdot 100\%, \quad \Delta b = (b_1/b_2) \cdot 100\%,$$

gdzie: h_1 , a_1 , b_1 – odpowiednio: grubość, szerokość i długość próbki, wysuszonej do stałej masy po cyklicznym oddziaływaniu, [mm];

h_2 , a_2 , b_2 – te same parametry przed badaniem, [mm].

Na podstawie wyników badań (tab.1) dla próbek płyt z wełny mineralnej obydwu gęstości zbudowano modele regresyjne (tab.2).

Tabela 1. Zmiana wymiarów liniowych próbek płyt z wełny mineralnej w zależności od liczby cykli zamrażania - rozmrażania

Początkowa gęstość płyt wełny mineralnej:							
$\gamma = 74 \text{ kg/m}^3$				$\gamma = 156 \text{ kg/m}^3$			
Nr próby	X	(X)	Zmiana wymiarów liniowych $\bar{Y}_i$	Nr próby	X	(X)	Zmiana wymiarów liniowych $\bar{Y}_i$
W kierunku grubości Δh , [%]							
1	0	(- 1,0000)	100,00	1	0	(- 1,0000)	100,00
2	9	(- 0,7600)	118,46	2	9	(- 0,8800)	108,77
3	21	(- 0,4400)	131,62	3	21	(- 0,7200)	113,20
4	30	(- 0,2000)	136,90	4	30	(- 0,6000)	114,66
5	43	(+ 0,1467)	144,08	5	43	(- 0,4267)	118,27
6	54	(+ 0,4400)	143,44	6	54	(- 0,2800)	119,00
7	75	(+ 1,0000)	138,18	7	75	(0,0000)	122,62
				8	98	(+ 0,3067)	124,80
				9	125	(+ 0,6667)	120,43
				10	150	(+ 1,0000)	117,52

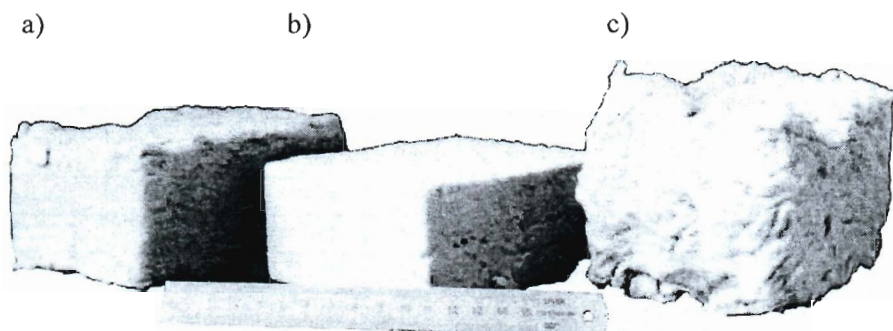
W kierunku szerokości Δa , [%]							
1	0	(- 1,0000)	100,00	1	0	(- 1,0000)	100,00
2	9	(- 0,7600)	99,33	2	9	(- 0,8800)	100,33
3	21	(- 0,4400)	98,33	3	21	(- 0,7200)	100,33
4	30	(- 0,2000)	98,67	4	30	(- 0,6000)	100,67
5	43	(+ 0,1467)	98,33	5	43	(- 0,4267)	100,33
6	54	(+ 0,4400)	97,32	6	54	(- 0,2800)	100,33
7	75	(+ 1,0000)	96,33	7	75	(0,0000)	99,66
-				8	98	(+ 0,3067)	99,33
				9	125	(+ 0,6667)	99,33
				10	150	(+ 1,0000)	98,32
W kierunku długości Δb , [%]							
1	0	(- 1,0000)	100,00	-			
2	9	(- 0,7600)	100,51				
3	21	(- 0,4400)	99,04				
4	30	(- 0,2000)	99,29				
5	43	(+ 0,1467)	97,62				
6	54	(+ 0,4400)	97,84				
7	75	(+ 1,0000)	98,09				

Interpretację wyników badań przeprowadzono na podstawie zbudowanych modeli (tab. 2) i wykresów (rys. 3). Przy budowie wykresów, oprócz skali cykli zamrażania-rozmrażania, naniesiono skalę umownego okresu eksploatacji (w latach), którą otrzymano poprzez podzielenie odpowiedniej liczby cykli na 3 zgodnie z uzasadnieniem przedstawionym w pracy [2].

Tabela 2. Modele regresyjne zmiany wymiarów liniowych płyt z wełny mineralnej w zależności od cyklicznego zamrażania-rozmrażania

Zmiana wymiarów liniowych $\hat{Y}$	Początkowa gęstość płyt wełny mineralnej	
	$\gamma = 74 \text{ kg/m}^3$	$\gamma = 156 \text{ kg/m}^3$
W kierunku grubości	$\hat{Y}_{dh74} = 142,08 + 11,02X - 22,75X^2 + 7,88X^3$ (1)	$\hat{Y}_{dh150} = 123 + 4,17X - 13,24X^2 + 3,61X^3$ (4)
W kierunku szerokości	$\hat{Y}_{da74} = 98,13 - 1,69X$ (2)	$\hat{Y}_{da150} = 99,69 - 0,92X$ (5)
W kierunku długości	$\hat{Y}_{db74} = 98,76 - 1,34X$ (3)	-

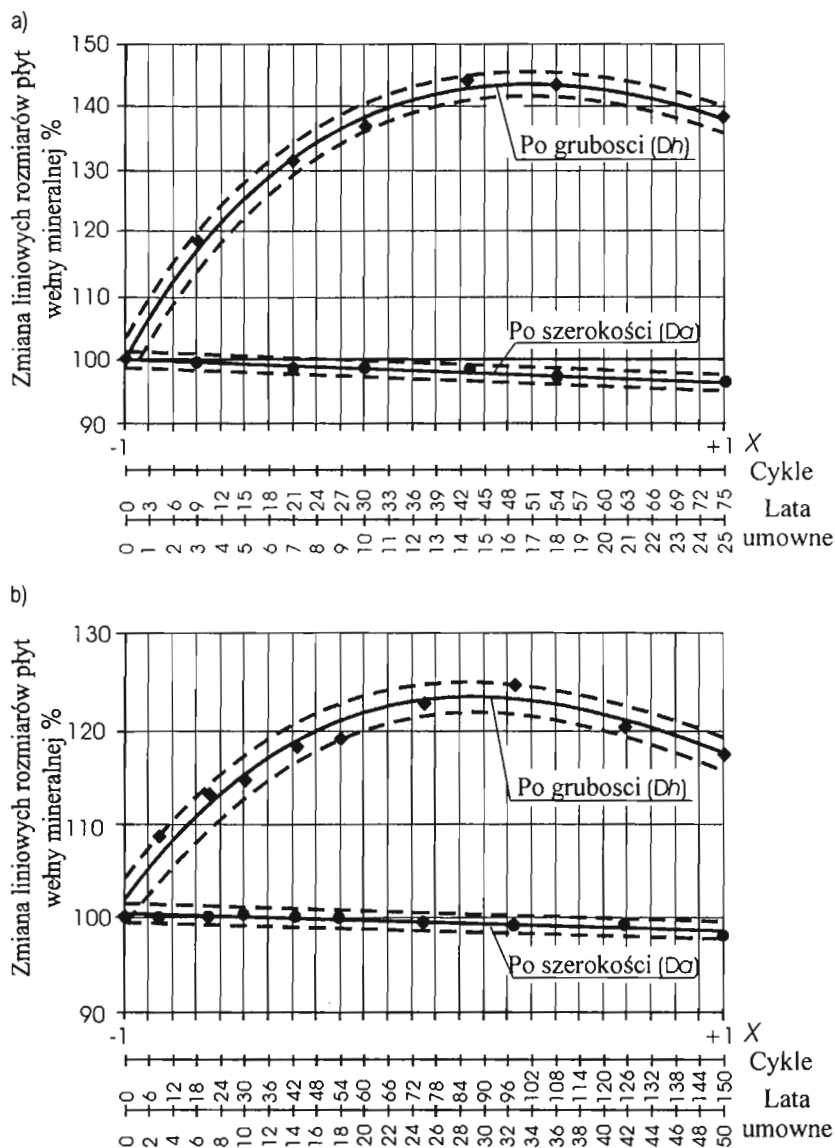
Największe deformacje próbek płyt powstały w kierunku równoległym do grubości próbek. Grubość próbek z wełny mineralnej o gęstości 156 kg/m^3 w badanym zakresie zmiany czynnika zwiększyła się o 24 %. Zmiana grubości przy stosowaniu wełny o gęstości 74 kg/m^3 wynosiła 43 %.



Rys. 2. Próbkę płyt z wełny mineralnej: a) o gęstości 156 kg/m^3 po 150 cyklach zamrażania - rozmrażania; b) przed badaniem wpływu cyklicznego zamrażania - rozmrażania; c) o gęstości 74 kg/m^3 po 75 cyklach zamrażania - rozmrażania

Zmiana grubości płyt z wełny mineralnej w czasie ich eksploatacji może przebiegać w dwóch etapach: początkowo ma miejsce pęcznienie, a później skurcz. Przy tym w płytach o gęstości 74 kg/m^3 proces pęcznienia zatrzymuje się po 16 umownych latach eksploatacji, a w płytach o gęstości 156 kg/m^3 – po 30.

Na pierwszym etapie cyklicznego oddziaływania termiczno-wilgotnościowego następuje zniszczenie lepiszcza, tj. zamarzająca woda rozsuwa mineralne włókna i rozpulchnia materiał (rys.2). W drugim etapie następuje proces nieznacznego skurczu płyt po grubości, co jest związane ze zniszczeniem już nie tylko lepiszcza, ale również samych włókien.



Rys. 3. Zmiana liniowych wymiarów płyt z wełny mineralnej w zależności od liczby cykli zamrażania - rozmrażania a) wełna o gęstości początkowej 74 kg/m^3 ; b) wełna o gęstości początkowej 156 kg/m^3

Zmiany liniowych wymiarów próbek w kierunku długości i szerokości ($\hat{Y}_{\Delta a}$, $\hat{Y}_{\Delta b}$) okazały się praktycznie jednakowe. Można to wyjaśnić tym, że przy produkcji płyt z wełny mineralnej w komorach osadzania włókna mineralne układają się w poziomych warstwach i przypadkowym ukierunkowaniu, tj. z wieloma przecięciami między sobą. Przy tym procentowy stosunek włókien o różnej orientacji w poziomych warstwach przyjęto w przybliżeniu jako jednakowy.

Wymiary próbek w kierunku długości i szerokości ($\hat{Y}_{\Delta a}$, $\hat{Y}_{\Delta b}$) w wyniku cyklicznego wpływu zamrażania - rozmrażania zmieniają się liniowo. Przy gęstości płyt z wełny mineralnej 156 kg/m^3 skurcz próbek po 150 cyklach oddziaływania wynosił 1 %, a przy gęstości materiału 74 kg/m^3 po 75 cyklach – 3...4 %.

Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że w wielowarstwowych wentylowanych ścianach zewnętrznych zmiana liniowych wymiarów płyt z wełny mineralnej może doprowadzić do rzeczywistego obniżenia właściwości termoizolacyjnych tych płyt w związku z powstaniem mostków termicznych. Po 25 latach umownej eksploatacji przy wymiarach płyty z wełny mineralnej $1000 \times 500 \times 50$ w złączach między sąsiednimi płytami z wełny mineralnej o gęstości 74 kg/m^3 mogą powstać szczeliny o szerokości 30-40 mm, a w przypadku płyt o gęstości 156 kg/m^3 o szerokości 10 mm.

Ujemny wpływ na eksploatacyjne parametry ścian może wykazywać nie tylko skurcz płyt z wełny mineralnej w kierunku długości i szerokości, ale także pęcznienie ich w kierunku grubości. Jeśli przyjmiemy grubość warstwy izolacji cieplnej w ścianach zewnętrznych z elewacjami wentylowanymi równą 100 mm, to nie trudno zauważyć, że po 16 latach umownej eksploatacji wentylowana pustka powietrzna w takiej ścianie przy ociepleniu płytami o gęstości 74 kg/m^3 może zmniejszyć się o 43 mm. Przy ociepleniu płytami o gęstości 156 kg/m^3 po 28 latach umownej eksploatacji pustka powietrzna zmniejszy się o 24 mm. Zmniejszenie grubości pustki powietrznej może istotnie osłabić wentylację i proces usuwania wilgoci z termoizolacji.

Wyniki badania upewniają, że przy projektowaniu ścian zewnętrznych z elewacjami wentylowanymi bez uwzględnienia możliwości procesu skurczu i pęcznienia płyt z wełny mineralnej można otrzymać konstrukcje z istotnie zaniżonymi właściwościami eksploatacyjnymi.

Literatura

1. Бобров Ю.Л. Долговечность теплоизоляционных минераловатных материалов. – М.: Стройиздат, 1987. – 168 с.
2. Хлевчук В.Р., Бессонов И.В., Румянцева И.А., Сигачев К.П., Заволока М.В., Пимкин Н.Е., Курилюк И.С. К вопросу о стойкости пенопластов и волокнистых утеплителей в ограждающих конструкциях зданий. // Сборник докладов. Научно-исследовательский институт строительной физики. – М. 2001. – С.255-258.

THE CHANGE OF LINEAR DIMENSIONS OF MINERAL WOOL PLATES IN EXPLOITATION CONDITIONS

Summary: The results of laboratory experiment of investigations of linear changes of dimension of mineral wool plates about a waste mass density in dependence on a number of cycles of freezing-defrosting of samples is presented. In investigations the statistical method of the experimental design is used. The regression model a dependence of thickness, width and length on a number n of cycles of freezing and defrosting of samples is worked out. In an engineering design of internal walls with ventilated elevations without inclusion of influence of contraction and swelling of mineral wool plates the constructions with low exploitation properties can be obtained.

Artykuł przygotowano na podstawie Umowy o współpracy między Politechniką Białostocką i Tambowskim Państwowym Uniwersytetem Technicznym – w ramach działalności statutowej S/IIB/2/06 finansowanej przez KBN.

Walery Jezierski^{}, Tatjana Oniskiewicz^{**},
Elena Aleniczewa^{***}, Paweł Monastyrew^{***}*

Podręczniki elektroniczne: dydaktyczne założenia stwarzania i wykorzystywania

Streszczenie: W pracy przedstawiono wymagania dydaktyczne do podręczników elektronicznych jako jednego z podstawowych środków szkolenia za pomocą technik komputerowych. Autorzy analizują problemy konstruowania elektronicznych podręczników i formułują podstawowe kryteria oceny jakości literatury szkoleniowej na nośnikach elektronicznych.

Słowa kluczowe: podręcznik elektroniczny, nośniki elektroniczne, techniki komputerowe, wymagania dydaktyczne.

Wstęp

Wzrost ogólnej objętości informacji i wiedzy w świecie współczesnym jest rezultatem postępu naukowo-technicznego. Na skutek tego powstała sprzeczność między potrzebą opanowywania wielkiej objętości informacji a ograniczonymi możliwościami uczących się w jej przyswajaniu. Drugą poważną sprzecznością są różne zdolności uczących się, podczas gdy podręczniki są orientowane na jednokowy poziom.

^{*} Politechnika Białostocka
^{**} Brzeski Państwowy Uniwersytet im. A. S. Puszkina
^{***} Tambowski Państwowy Uniwersytet Techniczny

Próba usunięcia wyżej wymienionych sprzeczności ze względu na tendencję humanizacji i humanitaryzacji wykształcenia, doprowadziła, z jednej strony, do poszukiwania i tworzenia nowych form intensyfikacji poznawczej działalności uczących się, a z drugiej – do prób stwarzania różnych podręczników i poradników, pozwalających w maksymalnym stopniu uwzględnić indywidualne predyspozycje uczących się. Wykorzystanie elementów elektronicznej nauki w procesie szkolenia, w szczególności zaś jakościowej naukowo-metodycznej literatury, pozwala istotnie przybliżyć się do rozwiązania problemów. Dlatego stworzenie elektronicznych podręczników – literatury nowego pokolenia, łączącej w sobie możliwości technik informacyjnych z zaletami tradycyjnych podręczników, odpowiadających nowoczesnym tendencjom w kształceniu, jest problemem jak najbardziej aktualnym.

1. Dydaktyczne wymagania odnośnie podręczników

Według A.W. Chutorskiego: „podręcznikiem jest książka albo inny nośnik informacji, w którym zawarty jest usystematyzowany materiał szkoleniowy, niezbędny dla organizacji procesu kształcenia zgodnie z konkretnym kursem szkoleniowym” [9, s. 243]. Ponieważ podręcznik elektroniczny różni się od tradycyjnego wyłącznie nośnikiem informacji, to wszystkie wymagania odnośnie do podręczników tradycyjnych dotyczą w takim samym stopniu także podręczników elektronicznych. W. A. Sitarow zaznacza, że nowoczesne wymagania co do podręczników są wielościenne i rozbieżne [8]. Podręcznik powinien odpowiadać wszystkim wymaganiom dotyczącym treści kształcenia, powinien być interesujący, krótki, dostępny, a równocześnie stabilny i wariantowy, powinien również umożliwiać uczącemu się pełne przyswojenie materiału szkoleniowego.

Podręcznik jest nośnikiem treści kształcenia i jednym z podstawowych środków nauczania. D. D. Zujew wyróżnia następujące funkcje podręcznika: informacyjną (zapewnienie niezbędnej i wystarczającej informacji); transformacyjną (pedagogiczna adaptacja materiału zgodnie z dydaktycznymi zasadami naukowości, systematyczności i ciągłości, uwzględnieniem właściwości wieku i związku materiału szkoleniowego z życiem); systematyzującą (obowiązkowe systematyczne i konsekwentne przedstawianie materiału); funkcję zamocowania i samokontroli (możliwość powtórnego przyswajania materiału); funkcję całkującą (dostarczenie dodatkowej informacji z nauk pokrewnych); koordynującą (wykorzystanie innych środków kształcenia: poradników, skryptów itp.) oraz wychowawczo-rozwijającą (poprzez wpływ wartości duchowych na uczących się) [3].

1. Podłasyj wyróżnia trzy dydaktyczne funkcje podręcznika: motywacyjną, polegającą na pobudzeniu zainteresowania i pozytywnego stosunku do pracy; informacyjną, pozwalającą na rozszerzenie zakresu znajomości; kontrolno-regulującą (treningową), dopuszczającą możliwość sprawdzenia, samooceny i korekty postępu i wyników kształcenia [6, s. 235].

Oprócz wymienionych funkcji podręcznika, polski dydaktyk W. Okoń wskazuje na jeszcze jedną funkcję - samokształcenie, która może być realizowane z wykorzystaniem podręcznika [5].

2. Walory literatury szkoleniowej na nośnikach elektronicznych

Obecnie trwają dyskusje na temat walorów literatury szkoleniowej na nośnikach elektronicznych i próby porównania tej literatury z tradycyjną [1, 2, 4, 7]. Wydaje się, że przewaga literatury elektronicznej jest oczywista. Elektroniczne podręczniki pozwalają urzeczywistnić:

- automatyzację i intensyfikację pracy pedagogicznej (przy projektowaniu kształcenia, przygotowaniu zajęć szkoleniowych, wyborze materiału zgodnie z zagadnieniem dydaktycznym, przygotowywaniu materiałów dydaktycznych);
- realizację różnorodnych metod nauczania (inspirujących, kontrolno-testujących i innych);
- zabezpieczenie ergonomicznych wymagań, wyrażających się w minimalizacji umysłowych sił uczącego się, tzn. nakładów nerwowej energii ludzkiego mózgu na jednostkę trwale przyswojonej wiedzy;
- maszynową imitację realnych, złożonych obiektów materialnych (systemów) z obrazowym przedstawieniem (wizualizacją) dynamicznych rezultatów imitacyjnego modelowania;
- wykorzystanie hipertekstowego i multimedialnego przedstawienia informacji;
- komfort w pracy dzięki stwarzaniu przyjaznego interfejsu oraz uwzględnianiu indywidualnych zdolności uczącego się;
- prostotę przechowywania ogromnych ilości informacji na płytach CD, które zajmują znacznie mniej miejsca niż tradycyjne tomy encyklopedii;
- realizację ekologicznych wymagań (ochrona obszarów leśnych przed wyciekiem, likwidacja szkodliwych przedsiębiorstw, produkujących papier, farby drukarskie itp.).

Wreszcie informacja gromadzona na nośnikach elektronicznych przynosi oszczędność środków pieniężnych w wyniku skrócenia wydatków na przewóz i przechowywanie. Warto przy tym zauważyć, że nakłady pracy intelektualnej kolektywów autorskich, twórców podręczników elektronicznych, są nieporównywalnie wyższe niż przy tworzeniu literatury tradycyjnej.

Przy niezaprzeczalnych zaletach, zastosowanie elektronicznych środków kształcących nie jest pozbawione wad. Spowodowane są one specyficznymi właściwościami pracy z informacją na nośnikach elektronicznych (czytanie z ekranu jest mniej wygodne niż z papieru, powoduje męczenie oczu oraz wymaga posiadania i zastosowania odpowiednich środków technicznych itd.). Jednakże naukowy i techniczny postęp w tym kierunku pozwala prognozować obniżenie znaczenia wspomnianych problemów w niedalekiej przyszłości.

Istotniejsze, według naszej opinii, są wady związane z uchybieniami w pisaniu podręczników elektronicznych. Takiego rodzaju uchybienia wynikają z niewystarczalności lub zupełnego braku:

- uwzględnienia dydaktycznych wymagań co do podręczników;
- adresowości (uwzględnienia indywidualnych właściwości uczących się, stanu zdrowia, profesjonalnego ukierunkowania nauki itd.);
- unifikacji wykorzystywanej terminologii i oznaczeń;
- międzydiscyplinarnych związków i dziedziczności przedstawianego materiału;
- jednakowego podejścia do doboru materiału ilustracyjnego.

Analiza wyżej wymienionych problemów pozwala ujawnić niektóre ich przyczyny. Pierwsza z nich wynika stąd, że proces intensywnego tworzenia podręczników elektronicznych rozpoczął się nie tak dawno i najczęściej przebiega żywiołowo. Drugą przyczyną jest to, że do zespołów opracowujących programowe produkty szkoleniowego przeznaczenia nie zawsze włączają się specjaliści z dziedzin pedagogiki i psychologii, ergonomii, medycyny itd. Trzecia przyczyna dotyczy techniki pisania programowych środków przeznaczenia szkoleniowego, która nie jest dopracowana.

3. Warunki zapewnienia efektywności podręczników na nośnikach elektronicznych

Biorąc pod uwagę powyższe oraz rozpatrując fenomen stwarzania programowych produktów szkoleniowego przeznaczenia jako zjawiska wieloczynnikowego oraz wielokryterialnego, autorzy formułują szereg warunków, których uwzględnie-

nie przy tworzeniu elektronicznych podręczników doprowadziłoby do podwyższenia efektywności ich wykorzystania w nauce. Z naszego punktu widzenia jest możliwe wydzielenie następujących grup warunków: **funkcjonalne, organizacyjne, techniczne, higieniczne oraz specjalne.**

Warunki funkcjonalne wynikają z pozycji zgodności elektronicznego podręcznika z jego wymaganiami funkcjonalnymi. Najistotniejszym z nich jest formowanie u uczącego się niezbędnych umiejętności, nawyków i wiedzy. Oprócz tego w charakterze funkcjonalnych warunków efektywnej eksploatacji można wyróżnić:

- zgodność treści podręcznika z wymaganiami obowiązujących standardów oświatowych;
- ułożenie szkolnego materiału zgodnie z zasadami dydaktycznymi;
- możliwość realizacji podstawowych pedagogicznych funkcji (informacyjnej, kontrolującej, funkcji ćwiczenia itp.);
- uwzględnienie indywidualnych właściwości uczącego się (poziom przygotowania, szybkość procesów myślenia, zdolności do postrzegania informacji itd.);
- stworzenie komfortowych warunków pracy (przyjazny interfejs, możliwość zrelaksowania się itp.).

Warunki organizacyjne wynikają z uwzględnienia wymagań realizacji praktycznej przedsięwzięć organizacyjnych, zapewniających skuteczne nauczanie. Przy tworzeniu elektronicznych podręczników konieczne jest zwłaszcza uwzględnienie docelowej orientacji wytwarzanego programowego produktu, indywidualnych predyspozycji użytkowników, formy nauczania i miejsca prowadzenia zajęć (tab. 1).

Tabela 1. Warunki organizacyjne

PRZEZNACZENIE	- otrzymanie bazowej specjalności - podwyższenie kwalifikacji - kształcenie ustawiczne
INDYWIDUALNE CECHY UCZĄCYCH SIĘ	- wiek - indywidualne właściwości psychiki - stan zdrowia
FORMY NAUCZANIA	- stacjonarna - zaoczna - zdalna
MIEJSCE PROWADZENIA ZAJĘĆ	- instytucja szkolna - warunki domowe

Warunki techniczne efektywnej eksploatacji podręcznika elektronicznego wynikają z wymagań zapewnienia interaktywnego dialogu UŻYTKOWNIK-KOMPUTER. Przede wszystkim jest to ułatwienie wejścia-wyjścia informacji, a także zapewnienie szybkiego działania programu komputerowego.

Ułatwienie wejścia informacji zapewnia się kosztem realizacji tej operacji przy pomocy:

- mechanicznych manipulatorów (klawiatura, mysz, manipulator kulkowy – trackball, dżojstik, mapnik graficzny itp.);
- akcesoriów akustycznych (mikrofon);
- peryferyjnych środków elektroniki użytkowej (w roli których może wystąpić skaner, kamera cyfrowa, nagrywarki (dyski HDD, FDD, płyty CD, DVD oraz magnetoptyczne, napędy taśmowe - streamery itd.).

Ułatwienie wyjścia informacji zapewnia się za pomocą urządzeń dialogowych (monitor, głośniki) i środków przedstawienia gotowej informacji (drukarka, ploter, nagrywarki dyskowe).

Na szybkość działania programu komputerowego wpływa:

- miejsce rozmieszczenia elektronicznego podręcznika (serwer, dyski HDD, FDD, płyty CD, DVD oraz magnetoptyczne, streamery);
- konfiguracja komputera (procesor, pamięć RAM, pamięć video itd.).

Tabela 2. Sanitarne i higieniczne wymagania odnośnie do produktów programowych

WYMAGANIA SANITARNE I HIGIENICZNE	PRZYCZYNA POWSTAWANIA	SPOSÓB REALIZACJI
Organizacja wejścia-wyjścia informacji różnymi sposobami	– przeciążenie mięśni na skutek długotrwałej pracy z myszką – konieczność stworzenia możliwości pracy z programowym środkiem osobom fizycznie upośledzonym (inwalidom)	– wykorzystanie na równi z myszką klawiatury, trackball, dżojstika – realizacja wejścia-wyjścia informacji za pomocą akcesoriów akustycznych
Organizacja reżymu pracy z środkiem programowym, zapewniającym wymagania sanitarne	– konieczność ochrony uczącego się przed ogólnym przemęczeniem – konieczność ochrony organów wzroku	– opracowanie i obliczenie rekomendacji według organizacji pracy, zmiana typów działalności w celu zmniejszenia napięcia psychicznego, kontrola czasu pracy za pomocą minutnika – uwzględnienie fizjologicznych właściwości odbioru kolorów, poprawny wybór czcionki, wykorzystanie wbudowanego przyrządu do usuwania skurczu akomodacji itd.

Warunki higieniczne określone są pod kątem tego czy produkty programowe spełniają wymagania sanitarne i higieniczne. Przyczyny powstawania i sposoby realizacji sanitarnych i higienicznych wymagań przedstawiono w tab. 2.

Warunki specjalne uwzględniają specyfikę i możliwości współczesnych technik komputerowych, które powinny być wzięte pod uwagę przy tworzeniu podręczników elektronicznych w celu zapewnienia ich efektywnej eksploatacji. Przede wszystkim oznacza to konieczność wykorzystania podczas tworzenia podręczników elektronicznych najnowszych osiągnięć postępu naukowego w dziedzinie technik komputerowych. Do warunków specjalnych może również zaliczyć:

- możliwość realizacji kontaktów UŻYTKOWNIK - ZESPÓŁ AUTORSKI;
- możliwość wprowadzania zmian w treści podręcznika (zarówno autorskiego jak i przeznaczonego dla użytkownika);
- możliwość realizacji krzyżowych połączeń z innymi podręcznikami;
- możliwość wykorzystania pomocniczych kompleksów programowych dla tworzenia podręczników elektronicznych.

Pomocnicze kompleksy programowe używane do pisania podręczników elektronicznych można podzielić na dwie grupy: programy stosowane i systemy instrumentalne. Programy stosowane – zapewniają wykonywanie przez użytkownika zadań niezwiązanych bezpośrednio z programowaniem (Macromedia Flash, Microsoft FrontPage, Netscape Composer itd.). Systemy instrumentalne lub systemy programowania pozwalają stworzyć nowe programy komputerowe (Turbo C ++, Borland Delphi, Visual Basic itd.). Należy zaznaczyć, że obie grupy zawierają obszerną listę programów o różnym stopniu efektywności rozwiązania zadań powstających przy pisaniu podręczników elektronicznych. Przykładowo, w zależności od wykorzystywanego kompleksu programowego, przegląd podręcznika na komputerze może odbywać się przy wykorzystaniu dodatkowych programów (Internet Explorer, Netscape Nawigator, Acrobat Reader itd.) lub bez ich pomocy. Przy jednoczesnym wykorzystaniu kilku pomocniczych kompleksów programowych niezwykle ważna jest ich kompatybilność, od której w dużym stopniu będzie zależeć niezawodność pracy podręcznika. W związku z powyższym ocena wpływu wykorzystania pomocniczych programów na uzyskiwaną jakość wytwarzanych podręczników elektronicznych niewątpliwie zasługuje na dalsze pogłębienie.

Wnioski

Autorzy pracy chcieliby przekonać adresatów, że wszystkie wymagania dotyczące podręczników tradycyjnych dotyczą w takim samym stopniu i podręczników elektronicznych. Literatura szkoleniowa na nośnikach elektronicznych ma swoje wady i zalety. W artykule sformułowane są warunki zapewnienia efektywności podręczników elektronicznych.

Literatura

- [1] Аленичева Е.В., Езерский В.А., Антонов А.И.: Компьютеризация и дидактика: поле взаимодействия. Высшее образование в России. - 1999. - № 5. - С.83-88.
- [2] Езерский В.А., Аленичева Е.В.: Особенности построения учебного процесса в технических вузах при использовании современных информационных технологий. Вестник ТГТУ. Том 4. Препринт № 03. - Тамбов, 1998. - 42 с.
- [3] Зуев Д.Д.: Учебник. Российская педагогическая энциклопедия. Т.2. Гл. ред. В.В. Давыдов. - М.: Большая Российская энциклопедия, 1999. - С. 480-482.
- [4] Клейменов С., Лебедев С.: Оценка информационных процессов как ресурса. Высшее образование в России. - 2000. - № 3. - С. 43-47.
- [5] Okoń W.: Wprowadzenie do dydaktyki ogólnej. - Warszawa: PWN, 1987. - 373 s.
- [6] Подласый И.П.: Педагогика. - М.: Просвещение, 1996. - 620 с.
- [7] Самойлов В.А., Шевченко К.К.: Методологический аспект управления качеством дистанционного образования. Информационные технологии № 4, 1999. С.47-49.
- [8] Ситаров В.А. Дидактика. - М.: Академия, 2002. - 368 с.
- [9] Хуторской А.В.: Современная дидактика. - СПб.: Питер, 2001. - 544 с.

DIDACTIC BASES OF CREATION AND USE OF ELECTRONIC TEXTBOOKS

Summary: In the article didactic requirements to electronic textbooks as to one of the basic means of computer technologies of training are considered. The authors analyze problems of designing of electronic textbooks and formulate the basic criteria of an estimation of quality of the educational and methodical literature on electronic carriers.

Key words: electronic textbook, electronic carriers, computer technologies, didactic requirements.

Publikacja zrealizowana w ramach pracy statutowej S/IIB/5/02 finansowanej ze środków KBN.

Anna Kierklo, Rościsław Tribiło, Adam Walendziuk

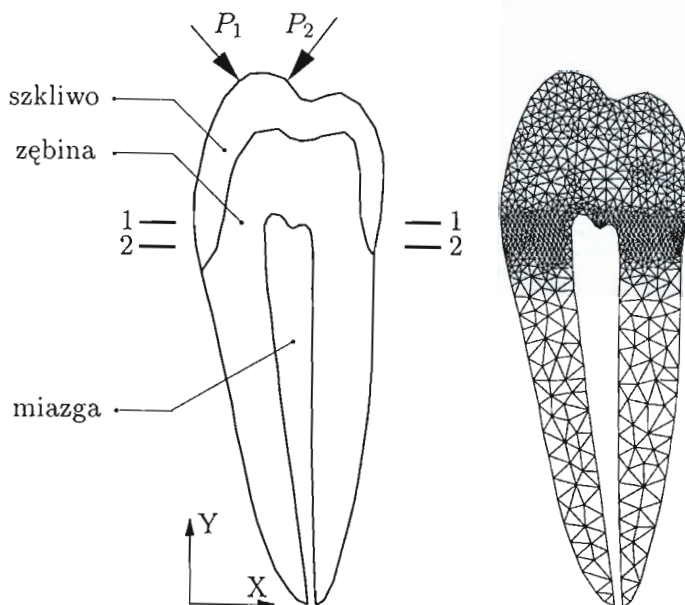
NUMERYCZNA SYMULACJA STANU NAPRĘŻEŃ W REJONIE SZYJKI ZĘBA

Streszczenie: W pracy przedstawiono przykład rozwiązania biomechanicznych problemów w stomatologii przy użyciu efektywnych metod numerycznych. Wykorzystując dwuwymiarową analizę MES zbadano rozkład przyszyjkowych naprężeń w zębie przedtrzonowym poddanym obciążeniom od powierzchni zgryzowej. Stwierdzono, że ukośne siły zgryzowe przyłożone do różnych miejsc na guzku policzkowym generują w okolicy szyjki koncentracje dużych naprężeń rozciągających, które są bardzo niekorzystne dla twardych tkanek zęba. Powtarzające się zjawiska rozciągania struktur zębowych w okolicy szyjki mogą powodować zmęczenie, mikropęknięcia i uszkodzenie tkanek, prowadzące w efekcie do powstania ubytków abrakcyjnych.

Słowa kluczowe: metoda elementów skończonych, stan naprężeń, okolica szyjki

1. Wstęp

Wszystkie elementy narządu żucia, w tym również zęby, są stale poddawane czynnościowym obciążeniom w trakcie odgryzania i żucia pokarmów, a także podczas tzw. parafunkcji – czynności nawykowych, nieświadomych i polegających na zgrzytaniu lub zaciskaniu zębów. Mechaniczne zachowania zębów i tkanek otaczających w wyniku oddziaływania tych obciążeń są zagadnieniem o istotnym znaczeniu dla stomatologii, lecz nie do końca jeszcze poznany. Miejszem, w którym kumulują się w zębie zjawiska biomechaniczne jest rejon szyjki [6], [7], [15]. Wynika to z faktu, że w okolicy szyjki klinicznej, czyli brzegu działła przypada punkt podparcia dźwigni, jaką stanowi ząb osadzony w kości. Ponadto specyficzna budowa morfologiczna i histologiczna tej okolicy, związana ze zmiennym układem tkanek, grubością, stopniem ich zmineralizowania oraz właściwościami kierunkowymi szkliwa i zębiny (układ pryzmatów), sprzyja działaniu niekorzystnych czynników chemicznych i mechanicznych na struktury zęba. W efekcie dochodzi do powstania przyszyjkowych ubytków



Rys. 1. Analizowany model numeryczny dolnego zęba przedtrzonowego

tkanek twardych. Oprócz próchnicy związanej z obecnością drobnoustrojów, powszechne staje się występowanie ubytków niepróchnicowego pochodzenia. Rola czynników chemicznych, czyli obniżenie pH środowiska jamy ustnej oraz czynników abrazyjnych w etiologii ubytków niepróchnicowych jest dobrze udokumentowana [1], [4], [8], [11]. Natomiast znaczenie sił zgryzowych w zjawiskach związanych z tworzeniem się tego typu ubytków nie jest wystarczająco wyjaśnione. Badania na ten temat są wciąż prowadzone [12], [14], [16]. Celem pracy było zbadanie stanu naprężeń w rejonie szyjki dolnego zęba przedtrzonowego pod wpływem obciążeń zgryzowych przy użyciu modelu numerycznego. Przeanalizowano wpływ powstałych naprężeń na możliwości mechanicznych zachowań tkanek zęba.

2. Budowa modelu numerycznego

Analizę przeprowadzono na dwuwymiarowym modelu zdrowego dolnego ludzkiego przedtrzonowca, w płaszczyźnie policzkowo-językowej, jak to pokazano na rysunku 1. Dyskretna siatka została zbudowana z 1827 trójkątnych elementów, połączonych ze sobą w 998 węzłach. Model badawczy obciążany był statycznie skośną siłą o wartości 100 N, którą przykładano pod kątem 45°

do policzkowego (P_1), a następnie do językowego (P_2) stoku guzka policzkowego w miejscach typowego kontaktu z zębami przeciwstawnymi (rys. 1). Niezbędne do obliczeń właściwości sprężyste tkanek zęba, określone przez moduł Younga E oraz liczbę Poissona ν przyjęto z literatury [3], [9], [13], [17]. Dla szkliwa E wynosiło 62000 MPa, a $\nu = 0,33$, podczas gdy E zębiny równe było 18000 MPa, a $\nu = 0,31$. Moduł Younga miazgi, unerwionej i unaczynionej miękkiej tkanki wypełniającej jamę wewnątrz zęba, wynosił 2,06 MPa, a jej liczba Poissona $\nu = 0,45$. W rejonie szyjki zębowej określono dwa reprezentatywne przekroje poprzeczne do szczegółowej analizy naprężeń w tej strefie (rys. 1).

3. Numeryczna analiza zagadnienia

Analizę zagadnienia wykonano metodą elementów skończonych w płaskim stanie naprężeń w ujęciu przemieszczeniowym, zakładając liniową zależność $\sigma - \epsilon$ dla materiału do chwili zniszczenia. Pole naprężeń w elemencie skończonym wyznacza się zgodnie z zależnością [2]

$$\sigma_e = E_e B_e d_e, \quad (1)$$

w którym E_e - macierz sztywności materiału, B_e - macierz odkształceń, d_e - wektor przemieszczenia węzłów elementu.

Przemieszczenia w węzłach siatki uzyskuje się z rozwiązania układu równań liniowych

$$KD = R. \quad (2)$$

Macierz K jest macierzą sztywności, D oraz R oznaczają odpowiednio wektor przemieszczeń węzłów i obciążeń do nich przyłożonych

$$D^T = \{d_1, \dots, d_n\}, \quad R^T = \{r_1, \dots, r_n\}, \quad (3)$$

n - liczba węzłów w modelu.

W przypadku płaskiego stanu naprężeń warunek zniszczenia tkanek ośrodka ciągłego przyjęto w postaci [5]

$$R_s^2 = \bar{\sigma}_1^2 + \bar{\sigma}_2^2 - 2\nu\bar{\sigma}_1\bar{\sigma}_2. \quad (4)$$

Unormowane współczynnikiem $k = \frac{R_s}{R_r}$ naprężenia główne wyraża się związkiem

$$\bar{\sigma}_i = k\bar{\sigma}_i, \quad i = 1, 2, \quad (5)$$

natomiast wartości naprężeń zredukowanych przy tak sformułowanym kryterium wyznacza się z zależności

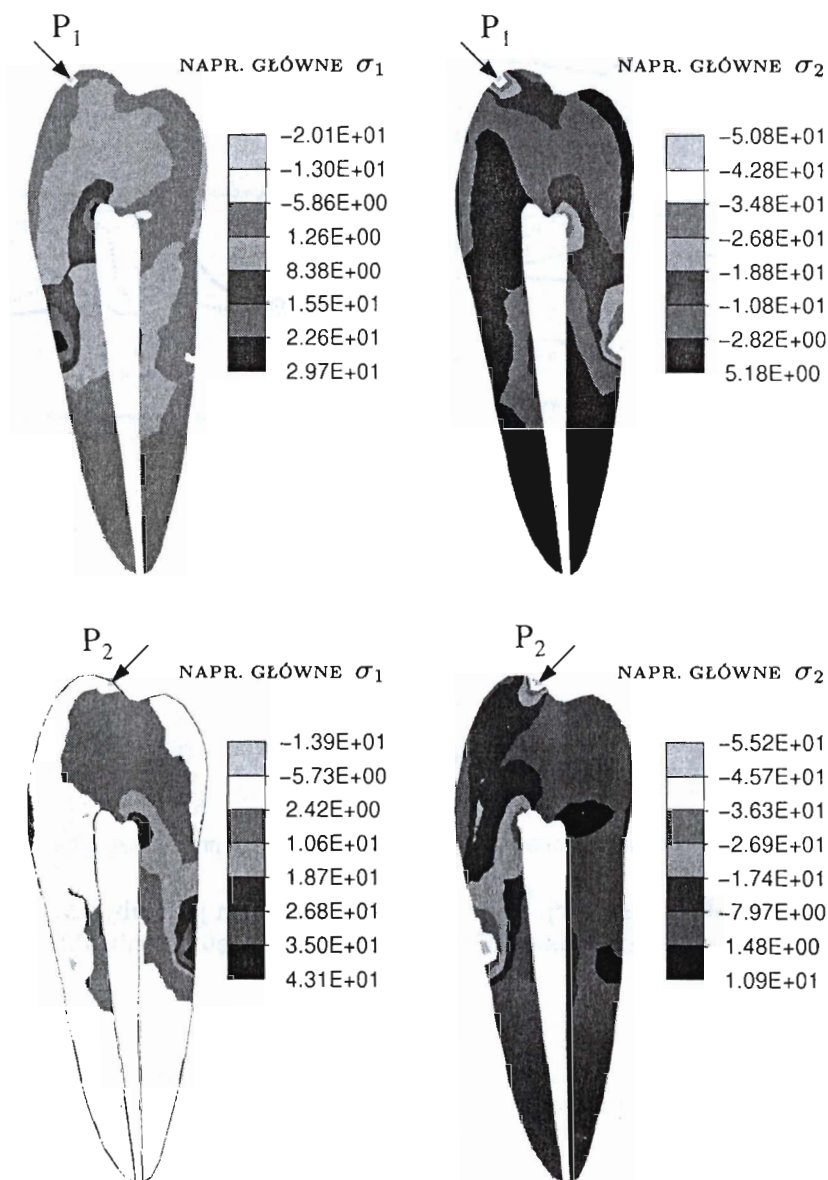
$$\sigma_{red} = \sqrt{\bar{\sigma}_1^2 + \bar{\sigma}_2^2 - 2\nu\bar{\sigma}_1\bar{\sigma}_2}. \quad (6)$$

4. Wyniki i ich omówienie

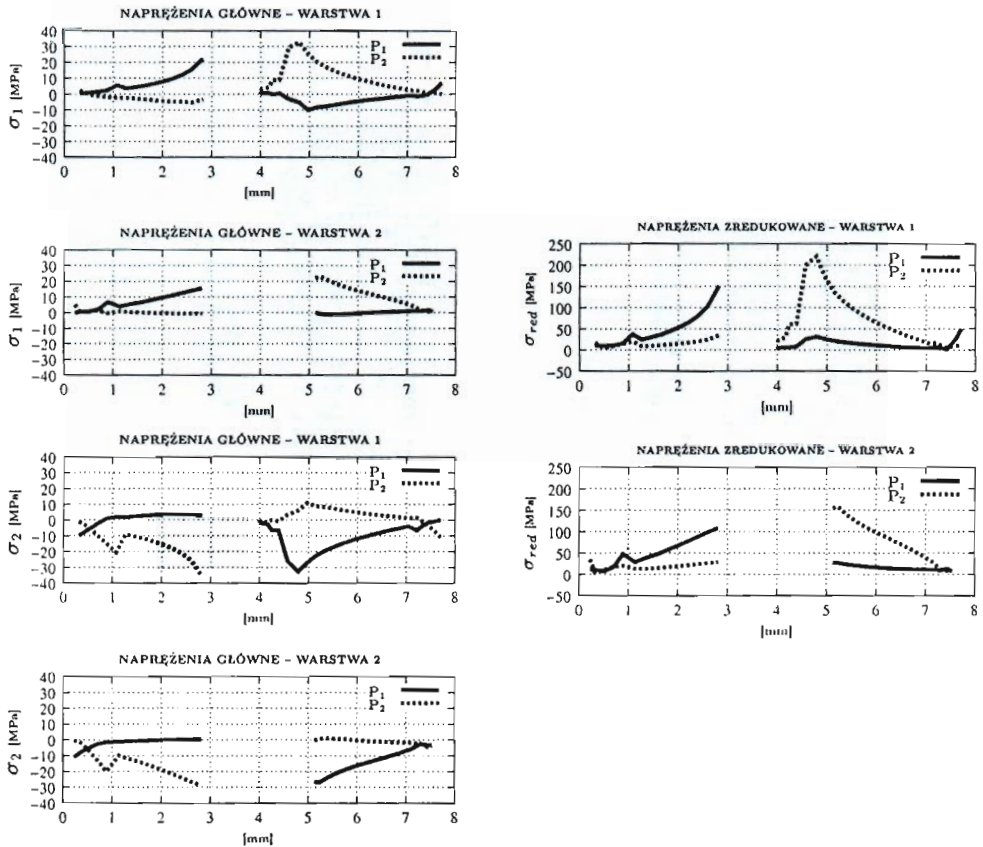
Wyniki badań przedstawiono w postaci map ilustrujących rozkład oraz koncentracje maksymalnych naprężeń ściskających i rozciągających (rys. 2) oraz w postaci wykresów naprężeń głównych i zredukowanych na przekrojach poprzecznych przez koronę w pobliżu szyjki zęba (rys. 3).

Badania wykazały, że pod wpływem skośnych sił zgryzowych działających w różnych miejscach guzka policzkowego generowane są w okolicy przyszykowej koncentracje dużych naprężeń rozciągających, niekorzystnych dla tkanek twardych. Naprężenia w szkliwie rosną w kierunku połączenia z zębina, gdzie obserwuje się ich gwałtowny wzrost. Dalej, w tkance zębinowej zaznacza się pewien spadek, a następnie naprężenia ponownie wzrastają. Ogólnie rzecz biorąc, w zębinie stwierdzano wyższe wartości naprężeń niż w szkliwie.

Wiadomo, że struktury zęba są bardziej odporne na ściskanie niż na rozciąganie. Dominujące zjawisko rozciągania w analizowanym obszarze przy niekorzystnym rozkładzie naprężeń zredukowanych powoduje, że istnieje możliwość przekroczenia granicznych wartości wytrzymałości tkanek. Dla zębiny wynoszą one od 30 do 65 MPa przy rozciąganiu i 282 MPa przy ścisaniu [3], [13]. Szkliwo jest jeszcze mniej podatne na rozciąganie – maksymalnie wytrzymałe jedynie 10-35 MPa, podczas gdy przy ścisaniu (w części przyszykowej zęba) do 134 MPa, a na guzkach nawet do 386 MPa [3], [13]. Warto wspomnieć, że wyniki najnowszych badań na poziomie nanometrycznym [9] wykazały mniejszą tolerancję szkliwa na ściskanie: 95-140 MPa, a także na rozciąganie. Już dodatkowe naprężenia o wartości 8 MPa najprawdopodobniej mogą uszkodzić jego strukturę. W świetle tych danych można przyjąć istotne zagrożenie destrukcją twardych tkanek okolicy szyjki przy obciążeniach symulowanych w naszym badaniu lub większych, jakie często zdarzają się w rzeczywistych warunkach. Klinicznie obciążenia zgryzowe są bardziej złożone, dlatego też powinno się uwzględniać skutki zmęczenia tkanek. Jak wykazano, te obszary, które są cyklicznie poddawane dużym niekorzystnym naprężeniom pod wpływem sił zewnętrznych, z reguły stanowią miejsca inicjacji pęknięć [10]. To może prowadzić do nadłamań i odkruszania się małych fragmentów tkanek,



Rys. 2. Rozkłady naprężeń głównych σ_1, σ_2



Rys. 3. Naprężenia główne oraz zredukowane w przekrojach przez szyjkę zęba

a więc do powolnej destrukcji objawiającej się z czasem jako ubytek. Z języka angielskiego na określenie takich właśnie ubytków przyjęto termin abfrakcja [4].

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej analizy stanu naprężeń sformułowano następujące wnioski:

- Skośne siły zgryzowe mogą być jednym z głównych czynników powodujących powstawanie niepróchnicowych ubytków przyszyjkowych.

- Cyklicznie powtarzające się pod ich wpływem zjawiska rozciągania w okolicy szyjki zęba mogą prowadzić do zmęczenia szkliwa oraz zębiny, a następnie do mikropęknięć i dalszych uszkodzeń tkanek, wskutek czego zapoczątkowany zostaje proces powstawania ubytków abrakcyjnych.

Literatura

- [1] Amaechi B.T., Higham S.M., Edgar W.M.: Influence of abrasion in clinical manifestation of human dental erosion. *Journal of Oral Rehabilitation*, vol. 30, no. 6, 2003.
- [2] Cook R.D.: Concepts and applications of finite element analysis. John Wiley & Sons, New York, 1974.
- [3] Craig R.G. (ed.): Restorative Dental Materials. 9th edn, Mosby, St. Louis 1993.
- [4] Grippo J.O., Simring M.: Dental erosiones revisited. *JADA*, vol. 126, no. 5, 1995.
- [5] Kierklo A., Tribiło R., Walendziuk A.: Studium hipotez wytrzymałościowych tkanek twardych kości i zęba. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z.* 16, 1997.
- [6] Kierklo A., Tribiło R., Walendziuk A.: Symulacja komputerowa stanów wytężenia twardych tkanek zębowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z.* 19, 1999.
- [7] Lee W.C., Eakle W.S.: Possible role of tensile stress in etiology of cervical erosive lesions of teeth. *Journal of Prosthetic Dentistry*, vol. 52, no. 3, 1984.
- [8] Levitch L.C., Bader J.D., Shugars D.A.: Non-carious cervical lesions. *Journal of Dentistry*, vol. 22, no. 4, 1994.
- [9] Marshall G.W., Balooch M., Gallagher R.R., Gansky S.A., Marshall S.J.: Mechanical properties of the dentinoenamel junction: AFM studies of nanohardness, elastic modulus, and fracture. *Journal of Biomedical Materials Research*, vol. 54, no. 1, 2001.

- [10] Nalla R.K., Kinney J.H., Marshall S.J., Ritchie R.O.: On the in vitro fatigue behavior of human dentin: effect of mean stress. *Journal of Dental Research*, vol. 83, no. 3, 2004.
- [11] Osborne-Smith K.L., Burke F.J., Wilson N.H.: The aetiology of the non-carious cervical lesion. *International Dental Journal*, vol. 49, no. 3, 1999.
- [12] Palamara D., Palamara J.E.A., Tyas M.J., Messer H.H.: Strain patterns in cervical enamel of teeth subjected to occlusal loading. *Dental Materials*, vol. 16, no. 6, 2000.
- [13] Pearson G.J., Jacobsen P.H.: Properties of restorative materials. in: *Conservative Dentistry*, Jacobsen P.H. (ed.), Churchill Livingstone, Edinburgh London Melbourne and New York 1990.
- [14] Rees J.S.: The effect of variation in occlusal loading on the development of abfraction lesion: a finite element study. *Journal of Oral Rehabilitation*, vol. 29, no. 5, 2002.
- [15] Spranger H.: Investigation into the genesis of angular lesions at the cervical region of teeth. *Quintessence International*, vol. 26, no. 2, 1995.
- [16] Tanaka M., Naito T., Yokota M., Kohno M.: Finite element analysis of the possible mechanisms of cervical lesion formation by occlusal force. *Journal of Oral Rehabilitation*, vol. 30, no. 1, 2003.
- [17] Tresher R., Saito G.I.: The stress analysis of human teeth. *Journal of Biomechanics*, vol. 6, no. 4, 1973.

NUMERICAL SIMULATION OF STRESS PATTERNS IN CERVICAL TOOTH REGION

Summary: This paper is concerned with an example of the solution of biomechanical problems in dentistry by using effective numerical methods. Two-dimensional finite element analysis was used with respect to the cervical stress patterns of the premolar tooth under occlusal loading. It was found that occlusal oblique loads applied to the different places of buccal cusp generated cervical concentrations of high tensile stresses which are disadvantageous for teeth's hard tissues. Repeated stretching of dental structures near the fulcrum may cause fatigue, microfractures and damage of them, which eventually leads to the abfraction.

Key words: finite element analysis, state of stress, cervical tooth region

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/4/04.

*Edwin Koźniewski, Elżbieta Rudczyk-Malijewska, Marcin Orłowski**

Statystyczna metoda określania rozkładu pola temperatur na powierzchni przegród budowlanych

Streszczenie: W pracy zaproponowano statystyczną metodę wyznaczania obszarów izotermicznych pola temperatury (wyznaczonego na podstawie pomiarów temperatury za pomocą pirometru) na powierzchni przegród budowlanych, opartą na analizie wariancji. Wyznaczenie obszarów pozwala określić mostki termiczne badanych przegród budowlanych.

Słowa kluczowe: pole temperatury, mostek termiczny, analiza wariancji, obszar izotermiczny

Wprowadzenie

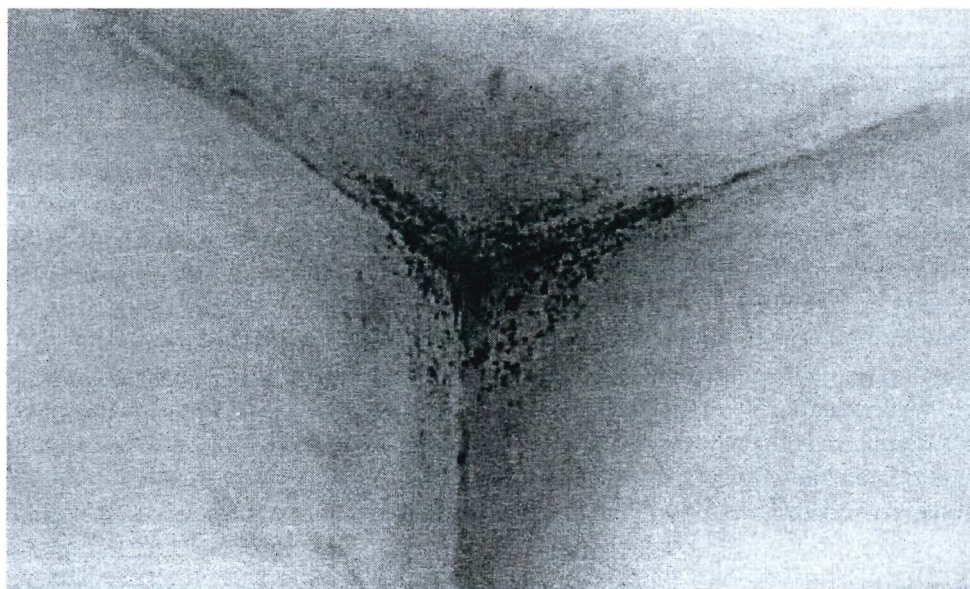
Artykuł powstał na kanwie analizy przyczyn zaburzeń termiczno-wilgotnościowych, występujących w niedawno zbudowanym wielorodzinnym budynku mieszkalnym. Budynek (o układzie poprzecznym o ścianach nośnych wewnętrznych z płyt kanałowych „C.Ż.”, o ścianach szczytowych murowanych z cegły, ocieplonych 8 cm styropianu, ściany szczytowe murowane z gazobetonu odmiany 600 ocieplone 8 cm styropianu), wzniesiono w 1994 roku w technologii mieszanej uprzemysłowiono-tradycyjnej. W sezonie grzewczym 2002/2003 wystąpiło wykraplanie się wilgoci, a w konsekwencji rozwój grzybów i pleśni. Wysunięto przypuszczenie, że temperatura wewnętrznej powierzchni ściany w miejscu wykraplania się wilgoci jest znacznie niższa w stosunku do pozostałej części przegrody, co oznaczałoby występowanie w tym fragmencie ściany miejsc o obniżonej

* Katedra Podstaw Budownictwa i Fizyki Budowli, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

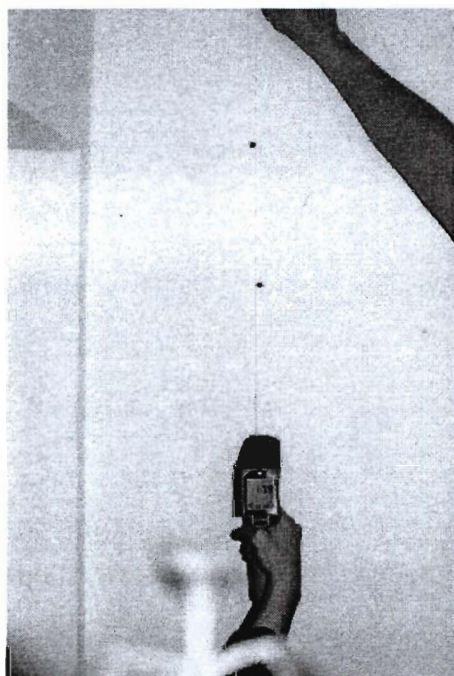
izolacyjności cieplnej, tzw. mostków termicznych. Jedną z możliwości było zastosowanie kamery termowizyjnej, która pozwala analizować temperaturę powierzchni przegrody z dużą dokładnością. Jednak badania przy pomocy kamery są bardzo kosztowne i nie zawsze możliwe do przeprowadzenia ze względu na małą dostępność sprzętu. Dlatego zaproponowano inną metodę polegającą na wykorzystaniu pomiarów pirometrycznych temperatury oraz przeprowadzeniu analizy statystycznej otrzymanych wyników.

Analizę przeprowadzono podejmując następujące zadania:

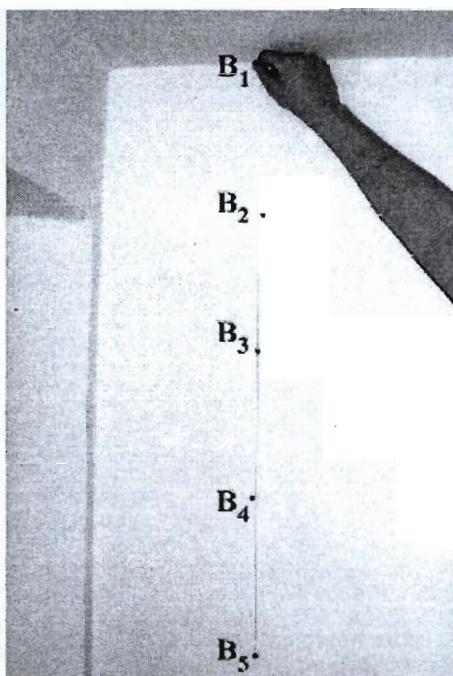
- zbadano cechy przegród budowlanych pod względem cieplno-wilgotnościowym oraz ustalono wpływ wentylacji na parametry cieplno – wilgotnościowe,
- wykonano serię pomiarów pirometrycznych i higrometrycznych w celu wyznaczenia pola temperatury i w konsekwencji określono obszary, w których mogą występować mostki cieplne mostów cieplnych,
- dokonano tym samym próby sformułowania prostej metody określania pól temperatury i przeprowadzono analizy możliwości wystąpienia mostków termicznych za pomocą symulacyjnego programu komputerowego bez konieczności korzystania z kamery termowizyjnej,
- wskazano przyczyny zaburzeń termiczno – wilgotnościowych i wskazano rodzaj zabiegów jakie należy wykonać w celu usunięcia przyczyn lub ich zniwelowania.



Fot. 1. Ślady pleśni powstałej w narożu pokoju w badanym mieszkaniu



Fot. 2. Pomiar pirometrem w punktach określonych za pomocą sznura z koralikami



Fot.3. Sznur pomiarowy z koralikami oraz oznaczenia punktów na fotografii

Analizy tej dokonano w dwóch etapach. Pierwszy etap obejmował eksperyment w stanie naturalnym, polegający na wykonaniu serii pomiarów za pomocą pirometru w ustalonych (w sposób dynamiczny, tj. zmieniany w czasie dokonywania pomiarów) punktach pomiaru. Po wykonaniu pierwszych pomiarów, i przeanalizowaniu wyników dokonano korekty i wprowadzono dodatkowe, pośrednie punkty oraz rozszerzono obszar objęty pomiarami. Zaproponowano przy tym, niepozostawiający śladów na ścianie pokoju, sposób oznaczania punktów pomiaru temperatury pirometrem (fot. 2). Wyniki badań opracowywano statystycznie za pomocą analizy wariancji, umożliwiając w ten sposób opisanie pól temperatury poprzez określenie obszarów o jednakowej temperaturze. Użyto do tego procedur statystycznych ANOVA programu EXCEL 2000, podając równocześnie propozycję automatyzacji korzystania z tych procedur poprzez sformułowanie algorytmu i napisanie odpowiedniego programu w języku Visual Basic.



Fot. 4. Listwa ze sznurami z koralikami

Drugi etap polegał na zastosowaniu programu WAEBRU do określenia pól temperatury przekroju przegrody i wyznaczenia parametrów wilgotnościowych (m.in. punktu rosy) na podstawie danych rzeczywistych, pochodzących z pomiarów pirometrem i higrometrem, oraz parametrów projektowo-konstrukcyjnych budynku.

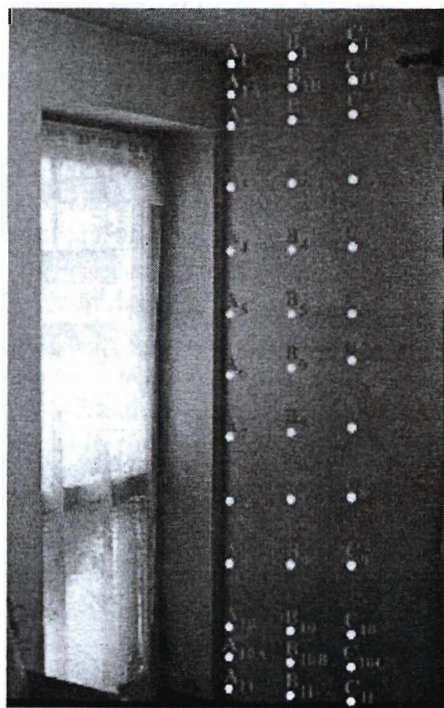
W niniejszym artykule skupiono się jedynie na metodzie określenia pól temperatury, chociaż z praktycznego punktu widzenia i zgodnie z postawionym głównym celem badania należy zauważyć, że analiza symulacyjna potwierdziła nieuchronność wykraplania się pary w miejscu zaznaczonym na fotografii (fot. 1).

2. Przeprowadzenie badań

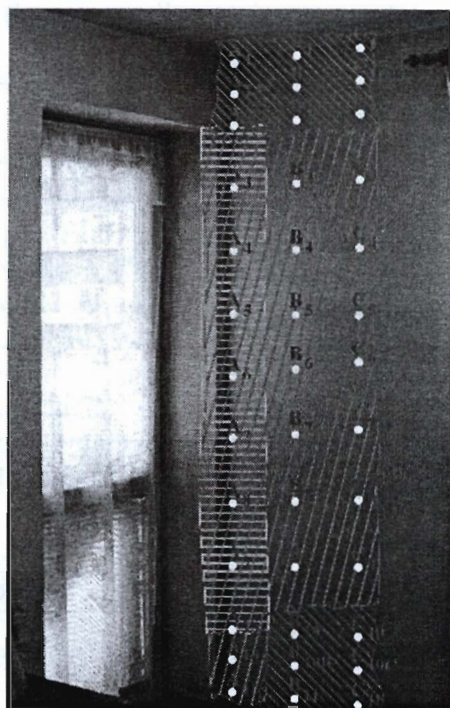
W celu zidentyfikowania przyczyn zaburzeń termiczno-wilgotnościowych występujących w mieszkaniu i usunięcia pleśni (fot. 1) badania przeprowadzono w następujący sposób.

Jako badany obszar przyjęto fragmenty ścian tworzących naroże, w którym wystąpiła pleśń. Pomiary wykonano za pomocą pirometru (fot. 2) z użyciem specjalnie wykonanego prostego przymiaru (sznurek z koralikami) niepowodującego zniszczenia powierzchni ściany zaznaczeniem punktów (fot. 3). W celu usprawnienia podobnych pomiarów, przeprowadzanych później w innym mieszkaniu, jeden sznur zastąpiono kilkoma umocowanymi na listwie drewnianej tak, by mieć jednocześnie więcej oczek sieci pomiarowej (fot. 4). Dalszym udoskonaleniem nakładania sieci w sposób nieniszczący ściany a także umożliwiający badania na zewnątrz budynku na znacznych wysokościach jest propozycja zastąpienia sznura siatką sporządzoną na przezroczystej folii, którą następnie podświetla się i otrzymuje się cień na powierzchni badanej przegrody.

Wyniki pomiarów prowadzonych w różnych porach roku zapisano w arkuszu kalkulacyjnym, którego fragment przedstawiono w tab.2. W celu zobrazowania rozmieszczenia punktów pomiarowych zamieszczono fotografie (fot. 5, 6) z owymi punktami.



Fot. 5. Punkty pomiarowe ściany



Fot. 6. Obszary izotermiczne wyznaczone metodą analizy wariancji

3. Model statystyczny i algorytm

3.1. Opis analizy wariancji (klasyfikacja pojedyncza) dla wielu średnich

Danych jest k populacji o rozkładzie normalnym $N(m_i, \sigma_i)$ ($i = 1, 2, \dots, k$) lub zbliżonym do normalnego ([1]). Zakłada się, że wariancje wszystkich k populacji są równe, chociaż nie muszą być znane. Z każdej populacji wylosowano niezależnie próby o liczebności n_i elementów. Wyniki prób oznaczono przez x_{ij} ($i = 1, 2, \dots, k, j = 1, 2, \dots, n_i$) przy czym $x_{ij} = m_i + \varepsilon_{ij}$, gdzie ε_{ij} jest wartością zmiennej losowej nazywanej *składnikiem losowym*, mającej rozkład $N(0, \sigma)$. Na podstawie wyników x_{ij} należy zweryfikować hipotezę $H_0: m_1 = m_2 = \dots = m_k$ wobec hipotezy alternatywnej H_1 - nie wszystkie średnie badanych populacji są równe.

Test istotności (analizy wariancji) dla tej hipotezy polega na obliczeniu:

$$\bar{x}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \text{ dla } i = 1, 2, \dots, k, \quad \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij}, \text{ gdzie } n = \sum_{i=1}^k n_i$$

oraz odpowiednich sum kwadratów i wypełnieniu *tablicy analizy wariancji* (tab. 1). Statystyka F ma, przy założeniu prawdziwości H_0 , rozkład F Snedecora o $k-1$ i $n-k$ stopniach swobody. Obliczoną wartość F porównuje się z wartością krytyczną F_α odczytaną z tablicy rozkładu F Snedecora dla ustalonego z góry poziomu istotności α i dla odpowiednich liczb $k-1, n-k$ stopni swobody ($P(F \geq F_\alpha) = \alpha$). Przy $F \geq F_\alpha$ hipotezę H_0 należy odrzucić. Natomiast, jeżeli $F < F_\alpha$, to nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 . Gdy $F < 1$, to bez porównywania z F_α nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 . Nieodrzućenie hipotezy H_0 pozwala uznać wszystkie grupy (populacje) za równoważne z punktu widzenia otrzymywanych wartości badanej cechy (tu średniej temperatury).

Tablica 1.

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Stopnie swobody	Wariancja	Test F
między populacjami (grupami)	$\sum_{i=1}^k (\bar{x}_i - \bar{x})^2 n_i$	$k - 1$	$\hat{S}_1^2$	$F = \frac{\hat{S}_1^2}{\hat{S}_2^2}$
wewnątrz grup (składnik losowy)	$\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x}_i)^2$	$n - k$	$\hat{S}_2^2$	

3.2. Algorytm przeprowadzenia analizy wariancji

3.2.1. Matematyczny opis algorytmu

Założmy, że dana jest tablica prostopadłościenna wartości:

$$X_{m \times n}^k = \begin{bmatrix} x_{11}^1 & x_{12}^1 & \dots & x_{1n}^1 \\ x_{21}^1 & x_{22}^1 & \dots & x_{2n}^1 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{m1}^1 & x_{m2}^1 & \dots & x_{mn}^1 \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} x_{11}^2 & x_{12}^2 & \dots & x_{1n}^2 \\ x_{21}^2 & x_{22}^2 & \dots & x_{2n}^2 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{m1}^2 & x_{m2}^2 & \dots & x_{mn}^2 \end{bmatrix}, \dots, \begin{bmatrix} x_{11}^k & x_{12}^k & \dots & x_{1n}^k \\ x_{21}^k & x_{22}^k & \dots & x_{2n}^k \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{m1}^k & x_{m2}^k & \dots & x_{mn}^k \end{bmatrix},$$

macierzy $[X_{ij}]_{i=1,2,\dots,m; j=1,2,\dots,n}$ zmiennych losowych, gdzie indeks górny oznacza l -ty pomiar temperatury w punkcie (i, j) o współrzędnych i, j (dolne indeksy) $l=1,2,\dots,k$. Obszary ${}^r D_{m \times n}$ o liczebnościach k_r równości (względem ustalonego z góry poziomu istotności α) średnich temperatur dla $r=1,2,\dots,s$, $k_1+k_2+\dots+k_s = m \cdot n$ będące dekompozycją macierzy wartości średnich

$$\bar{X}_{m \times n} = \begin{bmatrix} \bar{x}_{11} & \bar{x}_{12} & \dots & \bar{x}_{1n} \\ \bar{x}_{21} & \bar{x}_{22} & \dots & \bar{x}_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \bar{x}_{m1} & \bar{x}_{m2} & \dots & \bar{x}_{mn} \end{bmatrix}$$

wyznaczymy metodą analizy wariancji.

Wyznaczanie obszarów można rozpocząć ($r=1$) od dowolnego punktu (i, j) i z wykorzystaniem metody analizy wariancji wybieramy wszystkie punkty o tych samych średnich (tj. punkty, których średnie różnią się nieistotnie). Wyboru dokonuje się aż do wyczerpania wszystkich punktów tworząc obszar ${}^1 D_{m \times n}$. Współrzędne zaliczonych do ${}^1 D_{m \times n}$ punktów usuwa się ze zbioru indeksów $I_m \times I_n$. Do drugiego obszaru ${}^2 D_{m \times n}$ ($r=2$) zalicza się pierwszy odrzucony z pierwszego przeszukiwania punkt i wybiera się znów punkty o tych samych średnich. Wyboru dokonuje się aż do wyczerpania wszystkich punktów tworząc obszar ${}^2 D_{m \times n}$ i ich współrzędne usuwa się ze zbioru indeksów $I_m \times I_n$ itd.

Tabela 2. Dane otrzymane z pomiarów pirometrem

Data	Ściana														Temperatura [°C]		Wilgotność	Uwagi
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈	A ₉	A ₁₀	A ₁₁	A ₁₂	A ₁₃	A ₁₄	zewn.	wewn.	%	
02-02-03 22:00	10,0	12,2	13,8	15,3	15,6	15,6	15,5	14,6	14,8	15,1	14,2	13,9	11,1	-13,8	21	48		
03-02-03 22:00	9,5	10,7	12,8	15,2	15,3	15,3	15,4	14,4	14,6	14,3	13,8	12,1	10,3	-7,9	21	45		
04-02-03 22:00	10,2	12,2	13,7	15,3	15,7	15,8	15,8	14,9	15,2	15,3	14,8	13,7	11,8	-5,6	20	50		wiatr od E
05-02-03 22:00	11,1	12,8	13,3	15,5	15,7	15,7	16,0	15,0	15,1	15,0	14,9	13,6	12,3	-7,8	20	50		wiatr od E
06-02-03 22:00	11,1	13,6	15,1	16,5	17,1	16,6	17,0	16,0	16,5	16,4	15,4	13,9	12,4	-5,8	20	50		
07-02-03 22:00	11,1	13,3	14,2	16,5	16,7	16,4	16,7	15,7	15,7	15,5	15,4	14,1	12,4	-5,1	20	48,5		bezwietrznie
08-02-03 22:00	11,4	13,3	14,3	15,8	16,5	16,4	16,5	15,8	15,7	15,8	15,1	13,7	11,6	-3,5	20	51		wiatr od E
09-02-03 22:00	12,1	14,8	15,5	17,4	17,4	17,2	17,2	16,7	17,1	16,5	16,5	15,3	13,7	-2,7	20	53		bezwietrznie
10-02-03 22:00	12,6	14,6	13,7	16,7	17,4	17,4	17,8	17,2	17,3	17,4	17,0	16,1	14,4	-3,8	20,5	50		bezwietrznie
11-02-03 22:00	11,8	13,6	14,9	17,1	17,2	17,0	17,4	16,6	16,6	16,9	16,4	15,4	14,0	-3,7	20,5	50		wiatr od N-W
12-02-03 22:00	11,1	13,6	14,6	16,4	16,8	16,6	16,8	16,1	16,1	16,1	15,7	14,6	12,8	-11,8	20	47		cisza, bezwietrznie
14-02-03 22:00	11,1	13,2	14,7	16,2	16,7	16,5	16,5	15,8	16,0	15,7	15,3	13,9	12,8	-3,5	20,5	53,5		cisza, bezwietrznie
15-02-03 22:00	11,9	13,8	15,0	16,5	16,6	16,6	16,7	16,3	16,3	16,4	16,0	15,0	13,5	-10,5	20,5	51		wiatr od N-W
16-02-03 22:00	10,6	13,3	14,5	16,0	16,7	16,2	16,5	15,6	15,6	15,4	15,5	13,8	12,3	-12,3	20	58		wiatr od N-E
18-02-03 22:00	11,1	13,8	14,2	16,5	16,9	16,6	16,9	16,3	16,3	16,4	15,9	14,6	13,2	-2,2	20	55		słaby wiatr od N-E
19-03-03 22:00	14,3	16,0	17,1	18,2	18,0	17,8	18,3	17,6	17,7	17,6	17,4	16,4	14,4	3,4	20	55		cisza
21-03-03 22:00	14,6	16,4	17,4	18,1	18,4	18,4	18,4	17,8	17,9	17,9	17,6	16,8	15,7	-5,5	20	50		silny wiatr od N
21-03-03 22:00	12,7	14,1	16,0	17,2	17,4	17,2	17,4	16,8	16,5	16,7	16,2	15,6	14,4	-5,5	21	49		słaby wiatr
22-03-03 22:00	12,6	14,3	16,3	17,3	17,7	17,7	18,1	17,4	17,2	17,4	17,0	15,7	14,5	-2,2	21	50		
23-03-03 22:00	13,9	15,7	16,5	17,6	17,6	18,0	17,9	17,6	17,6	17,9	17,6	16,7	15,6	4,8	20	50		
25-03-03 22:00	16,1	17,3	17,8	18,4	18,4	18,4	18,4	18,3	18,3	18,2	18,1	17,6	17,2	5,1	20	54		
16-04-03 22:00	17,4	18,8	19,2	19,6	19,8	19,7	19,8	19,7	19,5	19,8	19,5	19,2	18,8	8,8	21,5	57		
17-04-03 22:00	17,4	18,4	18,9	19,2	19,3	19,4	19,7	19,2	19,2	19,4	18,9	18,5	18,3	10,2	21	59		
18-04-03 22:00	18,2	18,7	19,7	19,9	19,9	19,7	20,0	19,7	19,6	19,6	19,3	18,8	18,5	10,2	21	62		
20-04-03 22:00	18,4	19,1	19,4	20,1	20,2	20,2	20,3	19,8	19,7	19,8	19,6	19,4	19,1	11,9	21	56		ogrzewanie wyłączone
22-04-03 22:00	19,1	19,7	20,1	20,6	20,7	20,8	21,1	20,9	21,0	20,9	20,6	20,3	20,1	11,0	22	57		
23-04-03 22:00	18,9	19,4	19,7	20,7	20,6	20,6	20,6	20,6	20,4	20,8	20,7	19,9	19,8	12,5	22	58		
24-04-03 22:00	18,8	19,6	20,2	20,7	20,9	20,8	20,8	20,8	20,6	20,8	20,6	20,3	19,9	11,8	22	61		
25-04-03 22:00	18,4	19,5	19,7	20,2	20,4	20,5	20,6	20,5	20,5	20,5	20,2	19,8	19,6	7,4	21,5	55		cisza
26-04-03 22:00	18,2	18,6	19,5	20,1	20,1	20,1	20,1	19,7	19,7	20,0	19,8	19,3	19,1	7,0	20	55		
27-04-03 22:00	16,5	17,7	18,3	19,0	19,2	19,1	19,1	18,8	18,8	19,1	18,8	18,4	18,0	6,2	21	58		
28-04-03 22:00	17,1	18,6	18,6	19,6	19,9	19,7	19,8	19,6	19,6	19,6	19,3	18,8	18,3	11,5	22	62		

Przeszukiwanie kończy się po wyczerpaniu wszystkich punktów. Dla dużej liczby danych algorytm może okazać się nieefektywny. Liczba przeszukiwań będzie bowiem równa $m \cdot n + (m \cdot n - k_1) + (m \cdot n - k_2) + \dots + (m \cdot n - k_s) = s \cdot m \cdot n$. Wartość maksymalna s będzie wynosić $m \cdot n$ w przypadku, gdy klasy równej temperatury będą jednoelementowe i liczba przeszukiwań będzie wtedy równa $m^2 \cdot n^2$. Sposób odczytywania temperatur wyklucza zbyt wielką liczbę pomiarów, zatem prezentowana metoda jest efektywna.

3.2.1. Przeprowadzenie analizy wariancji

Omówiony model wraz z algorytmem ANOVA z arkusza EXCEL zastosowano do wyznaczenia obszarów izotermicznych, w tym mostków cieplnych metodą statystyczną.

Tytułem ilustracji w niniejszej pracy stwierdzono na przykład, że:

- nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy o równości średniej temperatury w punktach A10, A10A, A11. Punkty należą więc do tego samego obszaru izotermicznego (tab. 3).

- nie ma podstaw do przyjęcia hipotezy o równości średniej temperatury w punktach A1, A1A, A2. Zatem nie można ich zaliczyć do tego samego obszaru izotermicznego (tab. 4).

Tabela 3. Test $F > F$ – nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy

3	PODSUMOWANIE					
4	Grupy					
5	A10	32	553,1	17,28438	4,322006	
6	A10A	32	650,3	20,32188	474,7418	
7	A11	32	489,9	15,30938	9,494425	
8						
9						
10	ANALIZA WARIANCJI					
11	Źródło wariacji	SS	df	MS	F	Wartość-p Test F
12	Pomiędzy grupami	408,0233	2	204,0117	1,252737	0,290498 3,094343
13	W obrębie grup	15145,3	93	162,8527		
14						
15	Razem	15553,33	95			

Tabela 4. Test $F < F$ – hipotezę należy odrzucić

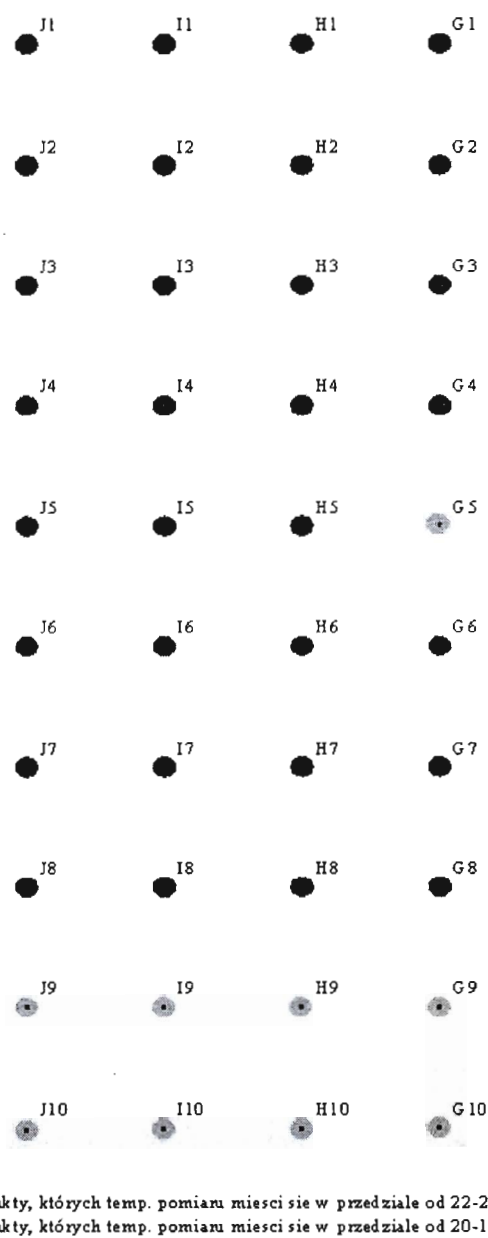
3	PODSUMOWANIE					
4	Grupy					
5	A1	32	449,3	14,04063	10,60636	
6	A1A	32	500,7	15,64688	7,390312	
7	A2	32	528,5	16,51563	5,841361	
8						
9						
10	ANALIZA WARIANCJI					
11	Źródło wariacji	SS	df	MS	F	Wartość-p Test F
12	Pomiędzy	100,9108	2	50,45542	6,349779	0,0026 3,094343
13	W obrębie	738,9791	93	7,946011		
14						
15	Razem	839,8899	95			

Wyznaczone w arkuszu kalkulacyjnym EXCEL, przez „ręczne” porównywanie poszczególnych par punktów, obszary termiczne na podstawie danych z tablicy 2 przedstawiono na fotografii 6. Warto zauważyć, że w omawianym przypadku było to nie tyle wyznaczenie mostka cieplnego, co potwierdzenie jego istnienia i uściślenie obszaru termicznego o niskiej temperaturze.

Tabela 5. Wartości temperatury w punktach pomiarowych ściany w pokoju z zaznaczeniem obszarów izotermicznych w poszczególnych porach roku wyznaczonych za pomocą makroinstrukcji w Visual Basic (EXCEL 2000)

DATA	F1	G1	H1	I1	J1	F2	G2	H2	I2	J2	F3	G3	H3	I3	J3	F4	G4	H4	I4	J4	F5	G5	H5	I5	J5	VM[%]	
17.6.19.2	17.6	19.2	19.3	19.4	19.5	18.8	18.9	19.1	19.2	19.3	18.7	18.8	19.0	19.1	19.2	18.2	19	19.1	19.2	19.3	18.3	18.8	19.2	19.3	19.4	19.5	41%
17.10.04	17.4	18.8	19.8	19.7	19.5	19.7	19.3	19.9	20.2	20.4	18.4	18.9	19.8	20	20.1	18	18.2	19.8	20	19.7	20.1	20.1	20	19.7	19.7	19.7	50%
19.10.04	17.2	19.2	19.7	20	20.2	18.5	19.6	20.3	20.8	20.8	18.6	18.8	20.1	20.5	20.4	18.2	19.4	19.7	20	19.7	17.7	19.2	19.7	20	20.3	20.3	54%
14.10.04	17.4	19	19.8	20	20.2	18.4	19.2	20.1	20.1	20.4	18.4	19	19.9	20.3	20.2	18	19.2	19.5	19.9	19	17.7	18.8	19.3	20	20.1	20.1	62%
15.10.04	18	19.7	20.3	20.7	20.5	19.3	20.2	20.5	21.1	21	19.2	20.2	20.5	21	20.8	18.7	19.9	19.9	20.8	20.8	18.2	19.6	20	20.3	20.3	21.2	67%
16.10.04	18.4	20.1	20.5	20.7	20.6	19.5	20.2	20.5	21.1	21	19.5	20.4	20.5	21.1	20.3	18.9	19.8	20.2	20.7	20.8	18.8	19.8	20.2	20.7	20.5	20.5	68%
17.10.04	19	21.1	20.7	21	21.1	20	20.5	20.5	21.4	21.4	20	20	21.1	21.3	21.3	19.5	20.4	20.2	21	19.2	19.2	20.1	20.5	20.8	20.9	21.2	70%
18.10.04	19.2	20.6	21.1	21.2	21.4	20.2	21.1	21.5	21.7	21.5	20.1	21	21.4	21.5	21.5	19.7	20.9	21	21.4	21.4	19.4	20.4	20.8	21.1	21.3	21.3	69%
19.10.04	19.3	20.3	20.9	21	21.2	19.9	21.1	21.5	21.5	21.5	20	21	21.2	21.3	21.3	19.7	20.8	21	21.4	21.4	19.4	20.6	21.1	21.1	21.3	21.3	69%
19.10.04	19.2	20.3	20.8	21.1	21.1	19.9	20.9	21	21.3	21	19.9	20.9	21	21.3	21.3	19.6	20.6	20.8	21.3	21.3	19.4	20.3	20.6	21.1	21.1	21.1	67%
26.01.05	18.7	19.8	19.8	19.8	19.8	18.1	19.5	19.7	20.2	20.3	19.3	19.7	19.7	19.3	19.3	18.5	19.7	19.2	20.5	18	18.9	19.2	19.1	19.1	19.1	43%	
27.01.05	18.3	19	19.8	19.2	17.4	19.2	19.5	20.3	20.2	19.3	19.3	19.2	19.7	19.3	19.3	18.1	18.4	18.9	18.4	17.4	18.1	18.7	18.7	18.7	18.7	52%	
28.01.05	18.3	19.8	19.8	20	17.7	19.6	19.8	20.6	20.7	19.3	19.5	20.2	20.2	19.3	19.3	19	19.7	19.2	19.2	17.8	18.8	19.5	19.5	19.5	19.5	38%	
29.01.05	17.2	18.8	18.8	18.9	16.8	18.5	18.8	19.7	19.6	18.3	18.8	19.1	19.1	18.3	18.3	18	18.4	18.8	18.5	17	17.2	18.6	18.5	18.5	18.5	47%	
30.01.05	18.7	19.2	19.7	20	18.1	19.7	19.9	20.5	20.5	19.2	19.6	20.2	20.2	19.2	19.2	18.9	19.4	19.8	19.4	18.1	18.8	19.7	19.4	19.4	19.4	49%	
31.01.05	18.9	19.8	20.4	20.5	18.8	19.9	20.2	21.3	21.1	19.6	20.2	20.6	20.6	19.2	19.6	20.2	19.7	19.7	18.6	19.2	20.2	19.8	19.8	19.8	19.8	52%	
1.02.05	18.7	19.7	20.1	20.2	18.4	20	20.3	20.9	20	19.7	20.2	20.5	20.4	19.2	19.5	20.1	19.8	19.8	19.3	20.2	20.1	20.1	20.1	20.1	20.1	55%	
2.02.05	20	20.7	21.2	21.1	19.4	20.8	21.1	21.6	21.7	20.5	20.9	21.2	21.1	20.3	20.5	20.9	20.5	19.5	20.1	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	55%	
3.02.05	19.4	20.4	20.8	20.8	20.6	19.5	20.2	20.7	21.1	21.1	20.3	20.6	21.1	20.6	19.7	20	20.6	20.1	19	19.5	20.3	20.2	20.2	20.2	20.2	56%	
4.02.05	19.3	20.4	20.8	20.7	19	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	50%	
5.02.05	18.8	17.4	14.8	20	17.8	19.5	20.4	20.4	20.4	19.3	19.7	20.2	20.1	18.8	19	19.7	19.3	18.1	18.3	19.7	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	55%	
6.02.05	17.7	19.1	19.4	19.2	17.1	18.8	19.2	19.9	19.8	18.7	19.2	19.7	19.3	17.8	18.5	19.2	18.8	17	17.8	19.2	18.7	18.7	18.7	18.7	18.7	53%	
7.02.05	17.8	18.8	19.8	19.6	16.7	18.7	19.2	19.8	20	18.6	19.2	19.6	19.5	17.3	18.4	19	18.3	17.4	17.8	18.8	18.8	18.8	18.8	18.8	18.8	48%	
8.02.05	16	17.4	17.8	18	15.2	17.2	17.7	18.3	18.4	17.1	17.4	18.1	18	16.3	17.1	17.8	17.4	15.8	16.1	17.6	17.4	17.4	17.4	17.4	17.4	48%	
16.05.05	20.1	21.3	21.3	21.3	20.1	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	69%	
17.05.05	20.1	21.3	21.3	21.3	20.1	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	71%	
18.05.05	20.1	21.3	21.3	21.3	20.1	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	68%	
19.05.05	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	63%	
20.05.05	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	62%	
21.05.05	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	70%	
22.05.05	20	20.8	20.8	20.8	20	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	75%	
23.05.05	20	20.8	20.8	20.8	20	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	75%	
24.05.05	20	20.8	20.8	20.8	20	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	76%	
25.05.05	20	20.8	20.8	20.8	20	20.5	20.8	20.9	21	20.1	20.5	21	20.8	19.7	19.7	20.5	19.8	18.7	19.3	20.2	19.9	19.9	19.9	19.9	19.9	58,5%	

W przeprowadzonych rok później badaniach innego fragmentu przegrody tego samego mieszkania przy wyznaczaniu obszarów izotermicznych posłużono się napisaną, według omówionego w pracy algorytmu, dla arkusza kalkulacyjnego EXCEL, makroinstrukcją. Graficzny obraz działania makroinstrukcji polega na zaznaczeniu kolumn, tablicy zawierającej wartości temperatury dla poszczególnych punktów, należących do tego samego obszaru termicznego, jednakowym kolorem. Wyznaczone tą drogą obszary izotermiczne, tj. po zadziałaniu makroinstrukcji, dla poszczególnych pór roku, dla powierzchni przykładowej ściany, przedstawiono w tabeli 5, geometryczne zaś rozmieszczenie punktów na powierzchni ściany zilustrowano na rys. 1. Zauważmy, że liczba otrzymanych obszarów zależy od przyjętego poziomu istotności, czyli „statystycznego stopnia dokładności” dyskretyzacji obszarów pola temperatury. Taka analiza ma tym większy praktyczny sens, im większa jest dokładność pomiarów i gęstość siatki punktów pomiarowych.



Rys. 1. Rozmieszczenie obszarów izotermicznych na powierzchni przegrody

Zakończenie

Przedstawiona nieniszcząca metoda określania temperatury na powierzchni ścian zewnętrznych przy użyciu pirometru oraz sznura z koralikami, w nowszej wersji – listwy ze sznurami koralików a ostatecznie – reflektora z siatką świetlną, czyni opisywana metodę przyjazną użytkownikowi i mało kosztowną. Zastosowanie reflektora z siatką świetlną pozwala odczytywać temperaturę na znacznych wysokościach, także na powierzchniach zewnętrznych ścian budynków. Ponadto metoda ta umożliwia prowadzenie powtarzalnych badań w ciągu dłuższego czasu (na wielokrotne stosowanie kamery termowizyjnej przeciętny użytkownik nie może sobie pozwolić) i dokonywanie różnorodnych analiz. Na przykład można porównać pola temperatury występujące na obu powierzchniach zewnętrznych przegrody lub zbadać zależności pola temperatury od temperatury zewnętrznej, analizując np. regresję lub korelację. Metoda ta może być więc przydatna do wstępnej analizy pól temperatury w miejscach narażonych na pojawianie się wilgoci.

Literatura

- [1] Greń J.: *Statystyka matematyczna. Modele i zadania*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa, 1982.
- [2] Klemm P., Lebieowska B.: *Materiały do ćwiczeń projektowych laboratoryjnych z fizyki budowli*. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej. Łódź, 1990.
- [3] Koźniewski E., Rudczyk-Malijewska E., Orłowski M.: *Statystyczna metoda określania rozkładu pola temperatur na powierzchni przegród budowlanych*. X Polska Konferencja Naukowo-Techniczna Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce. Łódź, 2005.
- [4] Pogorzelski J.A.: *Fizyka cieplna budowli*. PWN. Warszawa, 1976.
- [5] Walkenbach J.: *Excel 2000*. Wydawnictwo RM. Warszawa, 1999.
- [6] Walnum C.: *Visual Basic 6*. Intersoftland. Warszawa, 1999.

STATISTICAL DECOMPOSITION OF TEMPERATURE FIELD ON BUILDING WALLS

Summary: A statistical method of a decomposition of the temperature field of building walls is presented. Variance analysis, for a decomposition of the temperature field, has been used. Temperature surveys determining this temperature field by means a pyrometer have been measured. The obtained decomposition of the temperature field allows to determine heat leakage bridges of building walls.

Artykuł przygotowano w ramach pracy S/IIB/5/2006.

*Janusz Krentowski, Romuald Szelaǵ, Rościstaław Tribillo**

Błędy kształtowania i wady realizacji baterii powłok walcowo-stożkowych

Streszczenie: W pracy opublikowano wyniki analizy wpływu odkształceń poszycia cienkich powłok walcowo-stożkowych na bezpieczną eksploatację silosów o konstrukcji stalowej. Wykorzystano wyniki badań nad kilkunastoma obiektami w zakresie wrażliwości wytężenia materiału na lokalne imperfekcje odkształceń. Zamieszczono przykład analizy warunków stanów granicznych nośności i użytkowości, wyróżniając szczególnie wzajemne relacje w formie funkcji o ustabilizowanych i zmiennych współczynnikach. Zmiany błonowego stanu naprężeń, spowodowane efektami zginania powłok stanowią podstawę do identyfikacji parametrów charakteryzujących stany awarii i katastrof. Wskazano na wady obowiązujących przepisów prawa budowlanego w zakresie kształtowania konstrukcji ze szczególnym uwzględnieniem procesu realizacji i użytkowania zasobników na materiały sypkie.

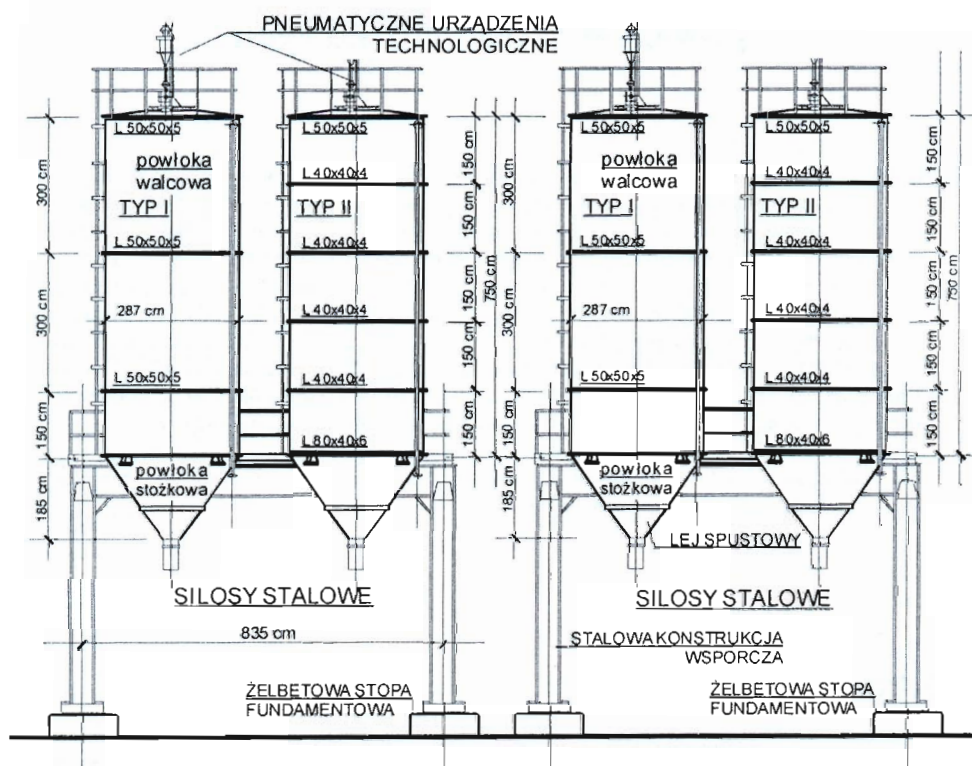
Słowa kluczowe: powłoki cylindryczne, konstrukcje wsporcze, zbiorniki stalowe, stan błonowy, imperfekcje odkształceń i naprężeń

Wstęp

Zmiana przepisów [13] z dnia 12 września 2002r. sankcjonuje dobrowolność stosowania normatywów projektowania i realizacji konstrukcji obiektów inżynierskich. Wprowadzono natomiast kryterium, w którym parametrem dominującym jest „zasób wiedzy”. Usunięto między innymi pojęcie „obowiązujące Polskie Normy” i przyjęto, że norma stanowi element wiedzy technicznej w zakresie spełnienia podstawowych wymagań zdefiniowanych w tekście ustawy Prawo budowlane

* Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

[3], która do końca roku 2005 była wielokrotnie nowelizowana. Ostatnią zmianę w tekście ustawy wprowadzono dnia 28 lipca 2005r. Wyeliminowanie obowiązujących przepisów prawnych, zawartych w „Warunkach technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” [14], obliuguje uczestników procesów inwestycyjnych do spełnienia przepisów rozporządzenia w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [11]. Równie destrukcyjne jest ignorowanie kryteriów zmian sposobów użytkowania obiektów określonych w rozporządzeniu [12], opublikowanym w roku 2003.



Rys. 1. Powłoki walcowe baterii zbiorników cementu

Akt prawny [13] obowiązuje od dnia 15 grudnia 2002r. W okresie niespełna trzech lat zrealizowano wiele obiektów z wadami, stosownie do typu konstrukcji i stopnia trudności ich kształtowania, których eksploatacja często skutkowałą wystąpieniem poważnych zagrożeń, łącznie z awariami i katastrofami. Pozostawienie projektantom, wykonawcom i użytkownikom obiektów budowlanych dużego za-

kresu dowolności w interpretacji stanu wiedzy zawartego w normach [4], [8], [9] spowodowało również błędy kształtowania i wady realizacji stalowych konstrukcji silosów w stopniu definiowanym jako stany awaryjne, poprzedzające efekt katastrof budowlanych.

Stan taki autorzy uzasadniają badaniami nad powłokami walcowo-stożkowymi silosów stalowych przeznaczonych do magazynowania cementu.

1. Analiza rozwiązań konstrukcji silosów stalowych

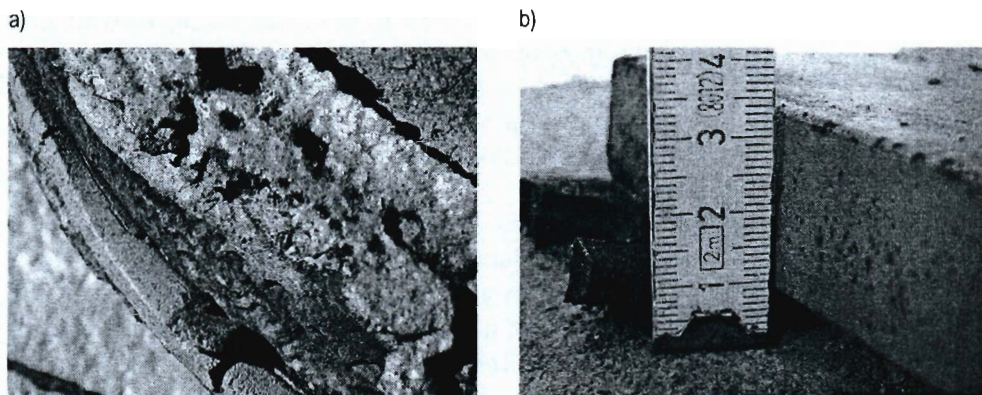
Silosy, które poddano badaniom, formowano w zestawy tworzące „baterie” czterech silosów. Płaszczce zbiorników konstruowano z trzech lub pięciu poziomych stref o wysokości 1,5-3,0m. Powłoki walcowe w miejscach spoin obwodowych wzmacniano obejmami wykonanymi z profili walcowanych, łączonymi spoinami pachwinowymi o nienormowanych kształtach. Dolne strefy struktur konstruowano w formie lei o kształtach stożków. Stalowe powierzchnie z blach, przekrywające zbiorniki, również stanowią powłoki stożkowe o małym kącie nachylenia tworzących. Silosy sytuowano na stalowych konstrukcjach wsporczych wykonanych z profili walcowanych.

Przykład baterii silosów i parametry konstrukcji, określone w efekcie badań identyfikacyjnych, przedstawiono na rysunku 1. W okresie około dwudziestoletniej eksploatacji, polegającej na magazynowaniu pyłów dymnicowych, a następnie podczas transportu i ponownych robót montażowych w strefie przeładunkowej stacji kolejowej, stalowe powłoki zbiorników uległy deformacjom. Wgłębienia o wartości kilkudziesięciu milimetrów, widoczne na powierzchniach walcowych, determinują zmiany stanów naprężeń stalowego poszycia. Fragmenty odkształconych elementów powłok zbiornika pokazano na rysunku 6.

W stadium modernizacji zbiorniki ustawiono na stalowej konstrukcji wsporczej bez dokonania analizy przydatności odkształconych elementów poszycia do zmian warunków obciążenia użytkowego oraz parcia, ssania i porywów wiatru. Podstawy konstrukcji wsporczych ustawiono na górnych powierzchniach stóp fundamentowych. W strefach podporowych nie wykonano tzw. „podlewki” stabilizujących położenie łączonych płaszczyzn.

2. Identyfikacja wad i jakości robót

Wady realizacji i warsztatowe błędy kształtowania konstrukcji stalowych interpretowano na podstawie wyników prac badawczych. Identyfikowano rzeczywiste charakterystyki lokalnych odkształceń w formie wgnieceń, skutkujących procesami imperfekcji geometrycznych. Udokumentowano, że w efekcie zaawansowanych procesów korozyjnych w trakcie eksploatacji zbiorników zmniejszyła się grubość ich blach. Zmierzone wartości wykorzystano w procesie oceny jakości konstrukcji. Na powierzchniach poddanych badaniom makroskopowym identyfikowano procesy korozji najczęściej kwalifikowanych jako wżerowe. Przykład skorodowanego elementu stalowego w strefie połączenia powłok pokazano na rysunku 2a.

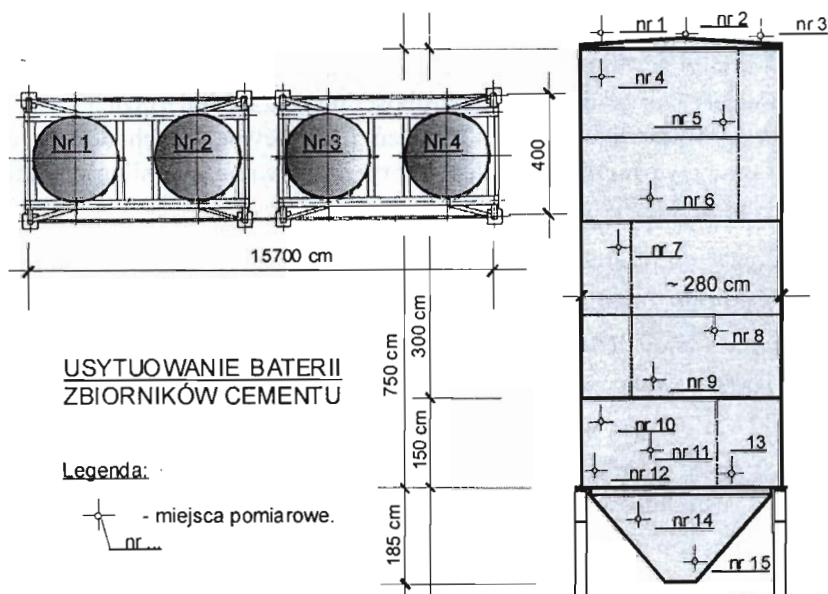


Rys. 2. a) przykład procesu korozyjnego stalowych elementów konstrukcyjnych, b) wady w strefie kontaktu konstrukcji wsporczych z powierzchnią fundamentów

Grubość blach elementów zbiorników w określonym momencie mierzono wykorzystując specjalistyczną aparaturę ultradźwiękową, używając głowic przystosowanych do badań z jednostronnym dostępem do powierzchni stalowych. Dobór i lokalizację miejsc pomiarowych w procesach badawczych zilustrowano na rysunku 3.

Strefy badań określano losowo, koncentrując się na zidentyfikowanych wadach i miejscach połączeń elementów stalowych. W efekcie zrealizowanych prac ustalono, że grubość blach płaszczy zbiorników pyłów dymnicowych adaptowanych do magazynowania cementu, zmniejszyła się tak, iż w badanych miejscach nie przekraczała wartości $2,7 \div 3,0$ mm. W aspekcie lokalnych imperfekcji napęł-

nienie zbiornika baterii do maksymalnych rzędnych składowania medium, sterowanych procesami automatyzacji rozrządu, pomiarów prędkości i przepływów masy, czyniło pewnym zagrożenie wystąpienia katastrofy.



Rys. 3. Usytuowanie baterii zbiorników. Lokalizacja stref badawczych

W stadium prac badawczych zidentyfikowano wady w strefach kontaktu konstrukcji wsporczych i fundamentów. Szczeliny pomiędzy powierzchnią stóp a profilami stalowymi, wynikające z braku stosowania elementów rektyfikujących, wynosiły od kilku do kilkunastu milimetrów. Przykłady stwierdzonych wad przedstawiono na rysunku 2b. Na górnych powierzchniach badanych fundamentów stwierdzano na ogół zarysowania o rozwartości 1,0-1,5mm. W okresie opadów i zmiennej temperatury istniejące wady powodowały rozwój procesów niszczenia struktury betonu oraz zbrojenia, jako efekt niekontrolowanych przyrostów naprężeń wynikających z zamarzania wody w porach wilgotnego lub mokrego tworzywa fundamentów i niekorzystnego zmiennego wpływu agresywnego środowiska przemysłowego.

Struktura badanego betonu była przeważnie niejednorodna z frakcjami kruszywa grubego i piasku drobnego. W analizowanych strefach podpór fundamentowych często nie identyfikowano siatek prętów przeciwskurczowych oraz zbrojenia konstrukcyjnego monolityzującego beton, co przyczyniało się do stymulacji procesu kruszenia i postępującej degradacji stref posadowienia.

3. Analiza stanu wyęczenia powłok walcowych i stożkowych

Analizy stanu granicznego nośności dokonywano uwzględniając fakt eksploatacji silosów jako pojemników popiołu, co skutkowało procesem ścierania wewnętrznej powierzchni blach i zmianą grubości płaszcza. Modernizacja technologii użytkowania spowodowała zmianę obciążeń i sił wewnętrznych. Ciężar objętościowy i kąt tarcia wewnętrznego cementu przechowywanego w silosach określono na podstawie normy [10], przyjmując wartości charakterystyczne $\gamma_c = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_c = 20^\circ$. Ciężar obliczeniowy, z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego, z uwagi na fakt opróżniania komór i procesów transportu wewnętrznego, wzrastał do wartości $\gamma_o = 24,50 \text{ kN/m}^3$, podczas gdy silosy wyprodukowane przed kilkunastu laty przystosowano do obciążania popiołami o wartości obliczeniowej $\gamma_{op} = 10,80 \text{ kN/m}^3$. Wysokość powłok silosów pokazanych na rysunku 1, określono na podstawie pomiarów wykonanych sprzętem geodezyjnym, wynosiła $H = 9,30 \text{ m}$. Średnice wewnętrzne powłok walcowych były równe $D = 2,87 \text{ m}$ a średnice przekrojów powłok stożków w strefach opróżniania komór $a = 0,40 \text{ m}$.

Maksymalne obliczeniowe parcie cementu na powłokę walcową wynosiłoby po napełnieniu, wg pracy [9]

$$p_h = p_{no}(H) = 90,04 \text{ kN/m}^2.$$

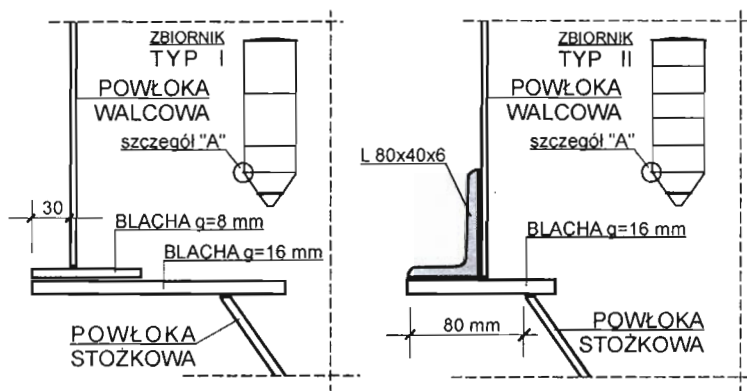
Powłoka walcowa górnej części silosu powinna bezpiecznie przejmować równoleżnikową siłę rozciągającą, uwzględniającą wyłącznie laminarny, błonowy stan naprężeń, o wartości

$$N_{wo} = p_h(z) \cdot \frac{D}{2} = 90,04 \cdot 2,87 / 2 = 129,20 \text{ kN/m}.$$

Przyjęto oznaczenia:

α – kąt pochylenia leja, $\alpha = 50^\circ$,

z – współrzędna układu kartezjańskiego, mierzona od górnego poziomu materiału sypkiego.



Rys. 4. Wyniki badania wadliwych połączeń powłok walcowych i stożkowych

Maksymalne obliczeniowe parcie cementu na powłokę stożkową wynosiłoby

$$p_w = p_{po}(H) = 128,63 \text{ kN/m}^2,$$

a maksymalna siła równoleżnikowa o wartości obliczeniowej byłaby równa

$$N_{so}(H) = [p_w(z) \cdot r] / \sin \alpha = [128,63 \cdot 2,87 / 2] / \sin 50^\circ = 296,32 \text{ kN/m}.$$

W rezultacie przeprowadzonych badań stwierdzono, że strefy połączeń płaszczy walcowych ze stożkami lejów zrealizowano z pominięciem analizy stanów naprężeń i warunków konstrukcyjnych zawartych w normach [4], [5], [7], [9] lub obowiązujących w stadium projektowania badanego obiektu. Brak jest kołnierzy usztywniających i elementów zapewniających poprawność rozwiązań konstrukcyjnych, a strefy połączeń nie przejmują momentów utwierdzenia [1]. Zidentyfikowane wady i błędy ilustruje rysunek 4.

4. Kryteria nośności granicznej i użytkowości zbiorników

Kołowy przekrój powłoki walcowej zrealizowanej z blach o stałej grubości $t = 3,0 \text{ mm}$ w wyniku kilkunastoletniego działania czynników zewnętrznych i zmniejszenia grubości o wartość $\Delta t = 0,3 \text{ mm}$ powinien w dolnej strefie przejmować równoleżnikową siłę obliczeniową $N_{wo} = 129,15 \text{ kN/m}$.

Nośność graniczną elementów rozciąganych [4] w stanie błonowym określa nierówność:

$$N < N_{Rt} = A \cdot f_d, \quad (1)$$

gdzie:

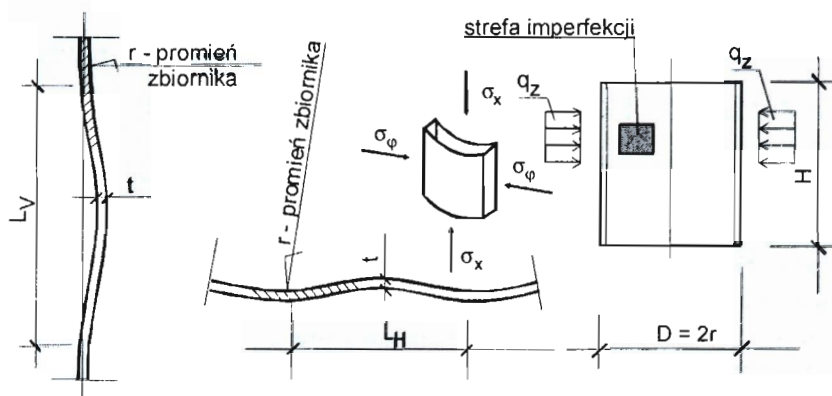
N_{Rt} – nośność obliczeniowa przekroju przy rozciąganiu,

A – pole przekroju poprzecznego pasma o wysokości 1 m,

$$A = (0,3 - 0,03) \times 100 = 27 \text{ cm}^2,$$

f_d – wytrzymałość obliczeniowa stali.

W badanych procesach użytkowania powłok zrealizowanych wadliwie nierówność normowa identyfikująca stan błonowy nie formułuje rzeczywistego stanu wyczerpania. O wartości naprężeń warunkujących bezpieczną eksploatację powłoki decydują imperfekcje geometryczne i zniekształcenia laminarnej kołowej pobocznic [2] (rys. 5).



Rys. 5. Kryteria deformacji kształtu powłok walcowych, [9]

W miejscach imperfekcji zmiana promienia o wartość $\Delta r = 2,0 \text{ cm}$ powoduje efekt zginania momentem o wartości obliczeniowej

$$M_o = N_{wo} \cdot \Delta r = 129,20 \cdot 0,02 = 2,58 \text{ kNm/m},$$

podczas gdy wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie wynosi

$$W = (100 \cdot 0,27^2) / 6 = 1,215 \text{ cm}^3.$$

Przyrost krawędziowych naprężeń rozciągających dla momentu M_o jest równy

$$\Delta\sigma_{\varphi}(M_o) = M_o / W_o = 2,58 \cdot 10^{-3} / 1,215 \cdot 10^{-6} = 2123 \text{ MPa} \gg f_d = 175 \text{ MPa} .$$

Efektem działania obciążenia gromadzonym medium na odkształconą powłokę zbiornika będzie przekroczenie obliczeniowych wartości naprężeń, których górna wartość wynosi co najwyżej $f_d = 175 \text{ MPa}$, a w konsekwencji uplastycznienie materiału i zniszczenie stalowego poszycia.

Analogiczny kołowy przekrój powłoki stożkowej zrealizowanej z blach o stałej grubości $t = 4,0 \text{ mm}$, również zrealizowany przed kilkunastu laty, w wyniku działania czynników zewnętrznych i zmniejszenia grubości o wartość $\Delta t = 0,3 \text{ mm}$, powinien przejmować równoleżnikową siłę o wartości obliczeniowej $N_{so} = 296,32 \text{ kN/m}$.

Pole przekroju poprzecznego blachy powłoki stożkowej wynosi

$$A = (4,0 - 0,3) \cdot 100 = 37 \text{ cm}^2 .$$

Wobec braku imperfekcji geometrycznych obliczono:

$$N_{Rt} = 37 \cdot 10^{-4} \cdot 175 \cdot 10^3 = 647,50 \text{ kN} ,$$

$$N = N_{so} = 296,32 \text{ kN} < N_{Rt} = 647,50 \text{ kN} ,$$

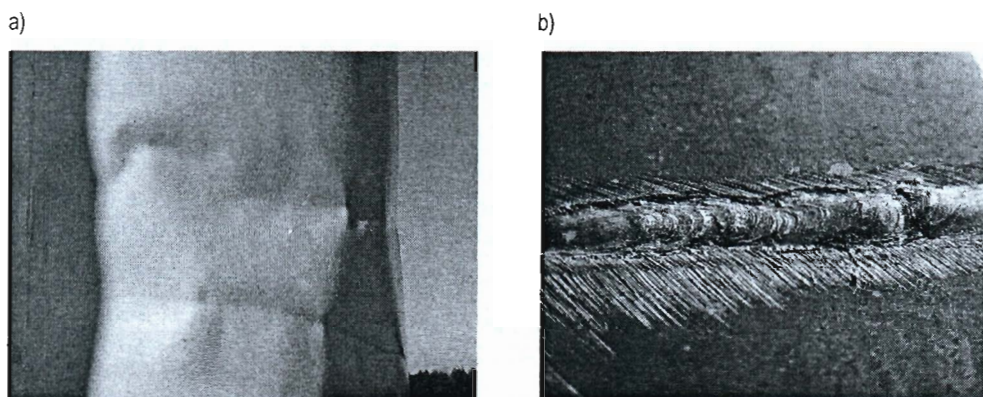
uzasadniając bezpieczne spełnianie warunków wyężenia przekrojów rozciąganych. W strefach konstruowanych jako powłoki stożkowe nie stwierdzano imperfekcji w skali uzasadniającej zmiany stanu błonowego w procesy zginania. Efekt ten potwierdzano we wszystkich, kilkunastu badanych bateriach silosów.

5. Stan bezpieczeństwa zbiorników

Zbiorniki wyprodukowane przed blisko dwudziestu laty z przeznaczeniem na zasobniki pyłu dymnicowego zostały wykonane stosownie do przewidywanego sposobu użytkowania. Poprawny stan bezpieczeństwa konstrukcji został zdegradowany koncepcją zmian technologii użytkowania i magazynowania cementu o ciężarze objętościowym 2,3 razy większym niż medium przewidziane na etapie projektowania, przy zbliżonym kącie tarcia wewnętrznego obu materiałów.

Stan bezpieczeństwa badanych zbiorników warunkowany był nośnością połączeń spawanych. Spoiny o kruchej strukturze tworzywa nie mogą ulegać procesom odkształceń w stadium transportu i montażu, tymczasem łącznie z cienkimi powło-

kami, deformacjom uległy również spoiny łączące blachy tworzące struktury walcowe i stożkowe. W stadium spawania czołowego cienkich blach stalowych nie są spełniane warunki i kryteria zawarte w normach [5], [7].

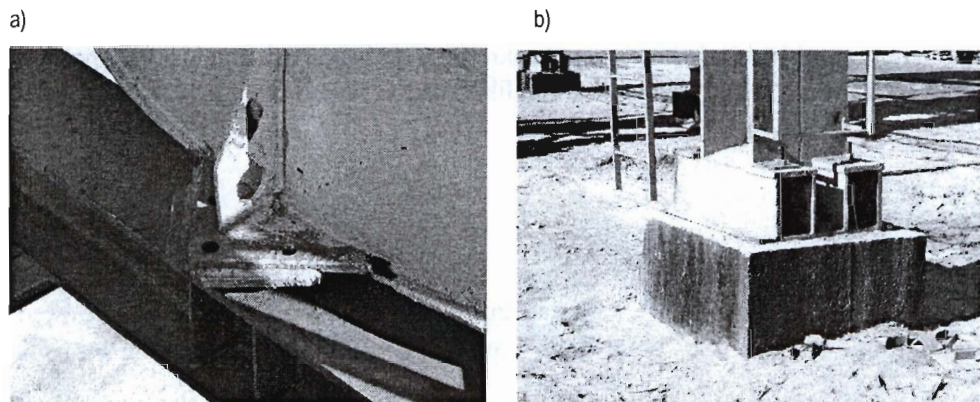


Rys. 6. Przykłady wad powłok walcowych, a) stan w trakcie prac badawczych, b) po wykonaniu lokalnych napraw połączeń spawanych (skala 2:1)

Blachy o zbyt małej grubości nie powinny być stosowane do produkcji zbiorników na materiały sypkie. Z wieloletnich badań autorów pracy wynika, że przy zrealizowanych gabarytach grubości blach poszycia zbiorników nie powinny być mniejsze od 4,0 mm w stanie błonowym i nie mniejsze od 6,0 mm, gdy w konstrukcji występują efekty zginania. Takie kryteria potwierdzają monografie z zakresu kształtowania zbiorników stalowych, na przykład [2], a autorzy normy [8] eliminują z procesu użytkowania zginane powłoki walcowe, których grubość jest mniejsza od 5,0 mm, bez względu na stan naprężeń. Norma [4] w zakresie blach cienkich o grubości $t < 3,0$ mm nie dopuszcza metod projektowania połączeń stosowanych w realizacji stalowych konstrukcji nośnych. Kryterium to odniesione do jakości robót spawalniczych dyskwalifikuje połączenia spawane części walcowych zbiorników pod względem bezpieczeństwa i granicznej nośności, a grubości spoin powinny być większe od $a_{nom} = 2,5$ mm. Przy projektowaniu i eksploatacji obiektów o konstrukcji stalowej należy uwzględniać również wpływ korozji.

Na podstawie zrealizowanych badań ustalono, że przewidziane połączenia śrubowe konstrukcji powłokowych w strefie pierścieni usztywniających z elementami konstrukcji wsporczych nie były realizowane zgodnie z technologią scalania zbiorników. W miejscach połączeń śrubowych pozostawiano otwory, a wady i korekty błędów montażowych eliminowano przy użyciu niezidentyfikowanych,

różnorodnych typów podkładek i bezklasowych spoin, dla których nie ma uzasadnionych podstaw oceny nośności (rys. 7a).



Rys. 7. Wady w strefach podporowych a) oparcie zbiornika na konstrukcji wsporczej, b) połączenie konstrukcji wsporczej ze stopą

Złącza podstaw stalowych z fundamentami wykonano z wadami skutkującymi koncentracją naprężeń w słabym betonie i śrubach kotwiących. Rozwarcie szczelin i sposób realizacji strefy podparcia pokazano na rysunku 3b. Wady łączenia konstrukcji stalowych z fundamentami, pokazane na rysunku 7b, wynikają stąd, że nie zostały spełnione kryteria konstrukcyjne odpowiadające normie [6].

Wnioski

Eksploatacja zbiorników, których warunki pracy nie umożliwiają spełnienia wymagań błonowych stanów naprężeń, o wadliwie skonstruowanych połączeniach elementów stalowych, jest niedopuszczalna, gdyż skutkuje wystąpieniem katastrofy budowlanej.

Wadliwie skonstruowane obiekty mogą być dopuszczone do bezpiecznej eksploatacji pod warunkiem zrealizowania robót naprawczych zgodnie z przepisami ustawy [3] oraz po dokonaniu odbioru końcowego uwzględniającego wymagania normy [5]. Użytkowanie budowli powinno obejmować wszystkie procesy kontrolne dokumentujące trwałość konstrukcji, opinie o ewentualnych zmianach agresywności środowiska oraz badania potwierdzające poprawne warunki gruntowe.

Treść ustawy [13] nie zwalnia uczestników procesu inwestycyjnego od odpowiedzialności za projektowane, realizowane i użytkowane obiekty budowlane. Autorzy publikacji analizowali, pod kątem niezawodności, zbiorniki na materiały sypkie. Niezbędny zakres stosowanej wiedzy powinien obejmować co najmniej wytyczne norm [4], [5], [6], [7], [9] w zakresie metody stanów granicznych, rozszerzone o naukowe metody badawcze publikowane w wydawnictwach monograficznych.

Literatura

- [1] Tribiło R., Krentowski J., Michalczyk P.: O wpływie deformacji stalowego zbiornika walcowego na stan jego wytężenia. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 10/2004.
- [2] Rotter J.M.: The practical design of steel structures exploiting different methods of analysis. Shell Structures: Theory and Application. Balkema. Taylor & Francis Group, London 2005.
- [3] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. DzU nr 106 z 2000r., poz. 1126 oraz DzU nr 207 z 2003r., poz. 2016 (tekst jednolity); z późn. zm.
- [4] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-B-06200:1997 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.
- [6] PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.
- [7] PN-85/M-69775 Spawalnictwo. Wadliwość złączy spawanych. Oznaczanie klasy wadliwości na podstawie oględzin zewnętrznych.
- [8] PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.
- [9] PN-B-03202: 1996 Konstrukcje stalowe. Silosy na materiały sypkie. Obliczenia i projektowanie.
- [10] PN-82/B-020023 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [11] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. DzU nr 75 z 2002r., poz. 960 oraz DzU nr 33 z 2003r., poz. 270.
- [12] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 26 czerwca 2003r. w sprawie warunków i trybu postępowania dotyczącego rozbiórki oraz zmiany sposobu użytkowania obiektu budowlanego. DzU nr 120 z 2003r., poz. 1131.

- [13] Ustawa z dnia 12 września 2002r. Ustawa o normalizacji. DzU nr 169 z 2002r., poz.1386 oraz DzU nr 207 z 2003r., poz. 2016 (tekst jednolity); z późn. zm.
- [14] Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych. Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 1988.

MISTAKES AND FAULTS IN THE MODERNIZING PROCESSES OF STEEL CYLINDRICAL-CONE SHEELS

Summary: The paper presents analysis of the influence of deformation of thin walled cylindrical shell on safe exploitation of steel tanks. Presented conclusions were received as a result of investigations over several similar structures. Steel elements of the described tank were tensioned and bended simultaneously. It was proved that in the permanent deformed part of walls the limit states conditions were not satisfied. It was indicated that obligatory standards are no unmistakable taking into consideration during exploitation and modernizing works.

Key words: cylindrical shells, bearing designs, steel tanks, membrane condition, imperfection of strain and stress

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/7/06.

*Janusz Krentowski, Romuald Szelaĝ, Rościstał Tribillo**

Metoda badań nieniszczących konstrukcji zabytkowych obiektów sakralnych

Streszczenie: W pracy przedstawiono problemy eksploatacji obiektów o charakterze sakralnym, na których elementy oddziaływały obciążenia pozastatyczne. Badano przekrycia w formie powłok o konstrukcji drewnianej, współpracujące z pokryciem blaszanym, mury ceglane oraz kamienne fundamenty. Autorzy dokonali naukowej oceny stanu technicznego elementów konstrukcyjnych w aspekcie zaistniałych procesów chemicznych i biologicznych. Sformułowano koncepcje badań stanu technicznego elementów konstrukcyjnych, umożliwiające rozpoznanie stanu przedawaryjnego i przeprowadzenie prac zabezpieczających, które pozwalają na wieloletnią, bezpieczną eksploatację zabytkowych obiektów kultu religijnego.

Słowa kluczowe: badania nieniszczące, procesy karbonizacji, korozja biologiczna i chemiczna

Wstęp

Doniosłą rolę w dziedzictwie kulturowym zajmują obiekty sakralne. Konstruktorzy tych budowli na przestrzeni stuleci wykazali się ogromnym kunsztem, tworząc niepowtarzalne, często monumentalne struktury. Na obecnych użytkownikach obiektów spoczywa odpowiedzialność za zachowanie pierwotnych form, co można osiągnąć poprzez cykliczne restaurowanie, a w razie powstania uszkodzeń – poprzez naprawy [2]. Przewidywany, długi okres trwałości obiektów zabytkowych zmusza do skrupulatnych, częstszych niż w odniesieniu do innych budowli, prze-

* Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

glądów. Wynika to z faktu wyeksploatowania i zużycia technicznych materiałów stosowanych przy wznoszeniu, w związku z pozastatycznymi oddziaływaniami czynników agresywnego środowiska.



Rys. 1. Świątynie wyznawców obrządku prawosławnego o różnorodnej konstrukcji

Opisany stan procesów destrukcji autorzy uzasadniają badaniem świątyń wyznawców obrządku prawosławnego, których jest wiele w województwie podlaskim (rys. 1).

1. Kryteria doboru i klasyfikacji metod badawczych

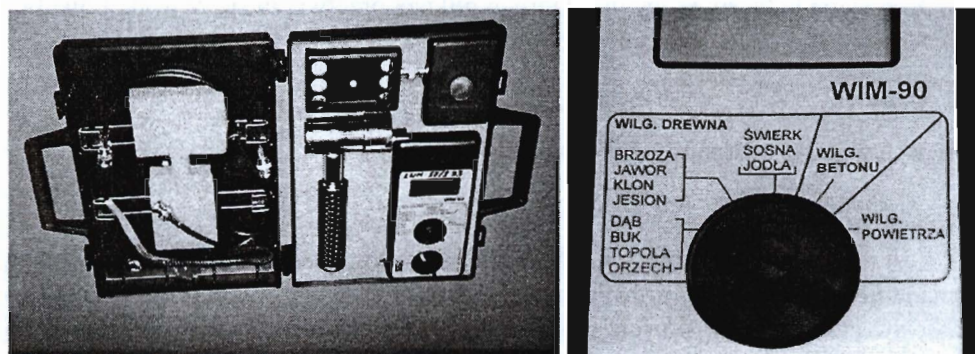
W okresie wieloletniej eksploatacji niezabezpieczone właściwie elementy konstrukcji świątyń narażone są na działanie obciążeń pozastatycznych, na przykład wilgoci i zmiennej temperatury, wynikających z agresywnego wpływu środowiska atmosferycznego. Brak właściwej konserwacji trudno dostępnych struktur powłokowych, znajdujących się na dużych wysokościach, doprowadza do przekroczenia warunków stanów granicznych użytkowości w aspekcie nadmiernych odkształceń elementów murowych, blaszanych i drewnianych [3]. Procesy dystorsji w cienkich powłokach blaszano-drewnianych koncentrują się przeważnie w strefach miejscowych efektów korozji zapoczątkowanych wadami jakości kształtowania przekrycia, złym stanem połączeń bądź lokalnymi procesami wżerowymi.

Zróznicowane stadia stanów destrukcji elementów, odmienne rozwiązania konstrukcyjne i zastosowane materiały zrealizowanych i eksploatowanych przez wiele lat obiektów sakralnych determinują dobór właściwych metod badawczych [7, 8, 9].

Podczas prac diagnostycznych badano stan struktury materiałów, analizowano złożone stany naprężeń w zdegradowanych elementach konstrukcji, formułowano i weryfikowano koncepcje studialne unikalnych konstrukcji zabezpieczających, a efektem finalnym było wdrożenie opracowanych rozwiązań, co umożliwiło wieloletnią, bezawaryjną eksploatację kilkunastu świątyń. Badanie trwałości zeber ukierunkowano na ocenę stanu granicznego nośności elementów zginanych, a badanie struktur błonowych na zmiany w zakresie destrukcji sztywności, w aspekcie przenoszenia naprężeń rozciągających.

2. Stadia degradacji elementów drewnianych. Destrukcyjny wpływ wilgotności

Agresywny wpływ środowiska atmosferycznego w ciągu kilkadziesiąt lat stymulował występowanie rozwiniętych procesów korozji biologicznej i chemicznej, działającej na konstrukcyjne elementy drewniane. Do najistotniejszych czynników destrukcyjnych dla drewna należą czynniki klimatyczne, zawilgocenie, promieniowanie ultrafioletowe, cykliczne zamarzanie oraz czynniki biologiczne spowodowane działalnością organizmów żywych, zwłaszcza grzybów, glonów, owadów i gryzoni. Biologiczny rozkład drewna w efekcie butwienia lub gnicia następuje przy wilgotności przekraczającej 30% i temperaturze około 40°C. Brak bezpośredniego dostępu światła słonecznego oraz uniemożliwienie wymiany powietrza sprzyjają rozwojowi procesów korozji biologicznej i chemicznej. Stan wilgotności elementów drewnianych i drewnopochodnych badano wykorzystując zestaw higrometryczny, pokazany na rysunku 2.

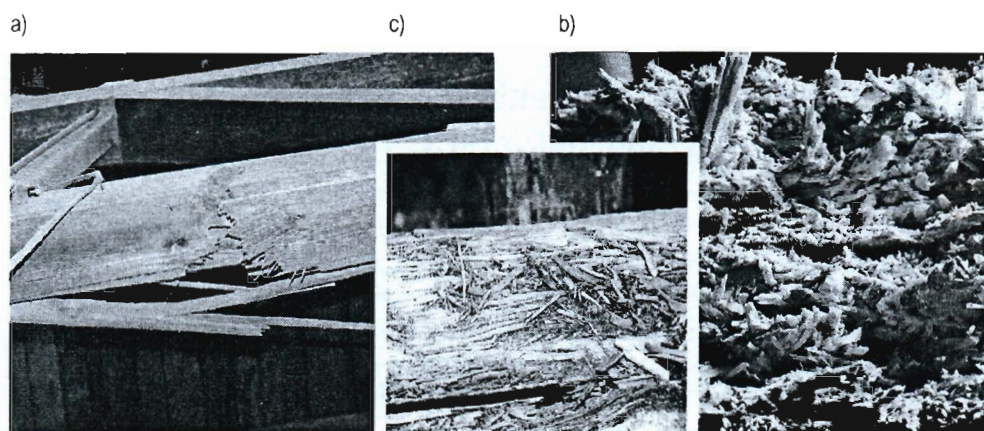


Rys. 2. Zestaw urządzeń do określania wilgotności elementów drewnianych

W zdegradowanych elementach drewnianych identyfikowano objawy zjawiska gnicia destrukcyjnego [6]. W pierwszej fazie tego procesu następuje niszczenie włókien celulozy, które jest opisane zjawiskiem hydrolizy:

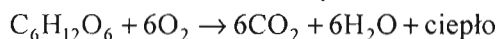


a reakcja zachodzi przy pomocy enzymów jako katalizatorów, wydzielanych przez komórki grzybów.

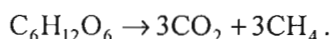


Rys. 3. Wady drewnianych elementów konstrukcyjnych: a) uszkodzenie elementu dźwigara drewnianego w strefie połączenia ciesielsko-śrubowego, b) rozwarstwienie struktury płyty wiórowej poszycia powłoki [7], c) przykład degradacji struktury drewna

W efekcie otrzymuje się rozpuszczalną w wodzie substancję, zwaną glikozą, nieprzedstawiającą wartości technicznej. Drugim etapem gnicia destrukcyjnego jest żerowanie bakterii, w wyniku którego glikoza przetwarza się w wodę i dwutlenek węgla, zgodnie ze wzorem



lub następuje bezpośredni rozkład bakteryjny

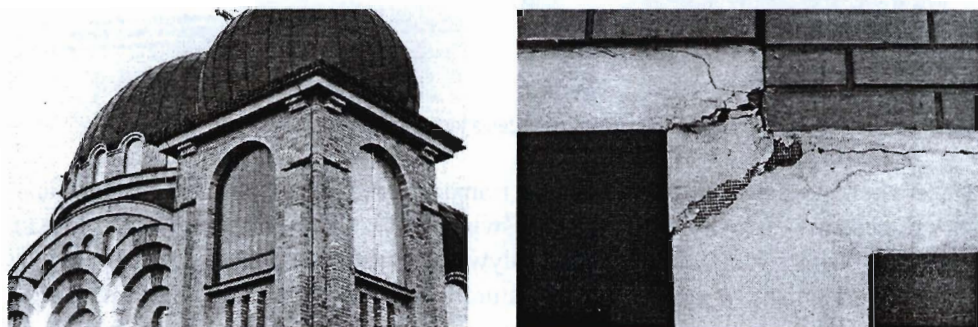


W okresie eksploatacji obiektów długotrwałe procesy utleniania powodują zmianę cech sprężystych drewna (rys. 3). Proces systematycznego niszczenia dodatkowo przyspieszają procesy korozji biologicznej. W próbkach pobranych do badań wielokrotnie występowały otwory i chodniki larwalne. W elementach więz-

by identyfikowano podłużne pęknięcia, obniżające nośność konstrukcji i wytrzymałość drewna. We fragmentach badanych konstrukcji identyfikowano zmniejszenie ciężaru objętościowego drewna o 20-30%, co praktycznie dyskwalifikowało materiał pod względem konstrukcyjnym.

3. Badanie obciążenia temperaturą

Oddziaływania klimatyczne w okresie wieloletniego użytkowania powodują cykliczne zmiany naprężeń i odkształceń. Gradient zmian temperatury, a w konsekwencji zjawiska zróżnicowanej rozszerzalności termicznej materiałów powłok i konstrukcji podporowych, przy braku właściwych rozwiązań umożliwiających wzajemne przemieszczenia, prowadzą do wystąpienia momentów zginających w cienkościennych elementach powłok kształtowanych z blach, materiale murów ceglanych lub kamiennych oraz w strukturach wykonanych z betonu.

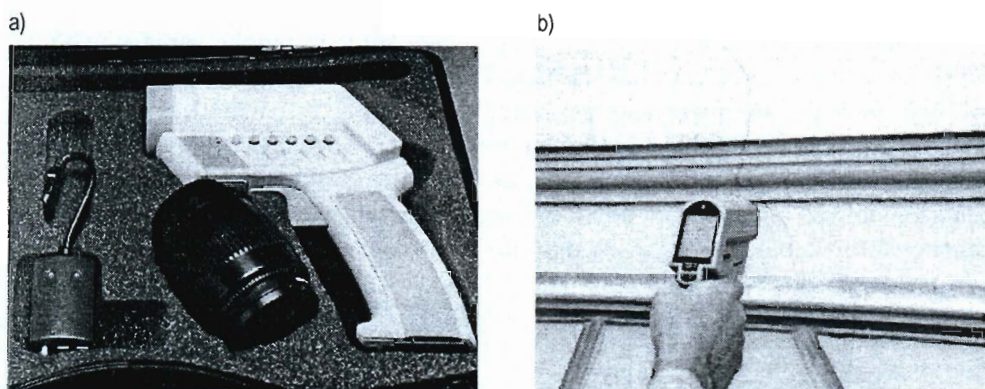


Rys. 4. Konstrukcje murowane: a) murowane fragmenty elewacji narażone na oddziaływanie zmiennej temperatury, b) objawy zróżnicowanej rozszerzalności termicznej materiałów konstrukcji ściany

W zabytkowych obiektach budowlanych na elementach nieogrzewanych od wewnątrz i nieizolowanych od wpływów promieniowania słonecznego, poddanych cyklicznym zmianom temperatury w okresach letnich i zimowych oraz zmianom wilgotności zmieniającej strukturę materiału, szczególnie w okresach działania temperatury ujemnej, autorzy identyfikowali objawy stanu spękań i zarysowań (rys. 4).

Ustalenia obciążenia temperaturą elewacji dokonywano przy wykorzystaniu laserowego przyrządu zwanego pirometrem. Wykorzystując technikę pirometryczną przeprowadzono badanie rzeczywistych wartości obciążeń na jakie narażone są zewnętrzne powierzchnie w trakcie eksploatacji obiektów. Celowość przeprowa-

dzonych badań tłumaczy fakt wykonania weryfikacji normowych obciążeń termicznych w warunkach naturalnych [10]. Ze względu na realizację pomiarów w różnych porach dnia możliwe było indywidualne określanie dobowych amplitud temperatury powietrza zewnętrznego, jak również prowadzenie obserwacji szybkości wzrostu temperatury warstw elewacyjnych i powierzchni materiałów powłok po nocnym wychładzaniu. Przykład realizacji pomiarów w strefach istniejących zarysowań pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Pirometr: a) zestaw do pomiaru wartości obciążenia temperaturą, b) realizacja badań pirometrycznych

Wykonane przez autorów badania i analizy rzeczywistych wartości termicznego obciążenia elementów konstrukcji świątyń wykazały, że usytuowanie obiektu względem stron świata ma znaczący wpływ na powstanie zjawisk destrukcyjnych. Obciążenie elementów zmienną temperaturą było szczególnie istotne dla fragmentów ekspozowanych od strony południowej. Istotnym czynnikiem stymulującym stadium propagacji zjawisk destrukcyjnych okazał się dobór kolorów elewacji w odcieniach ciemnych, które bardziej absorbowały promieniowanie termiczne.

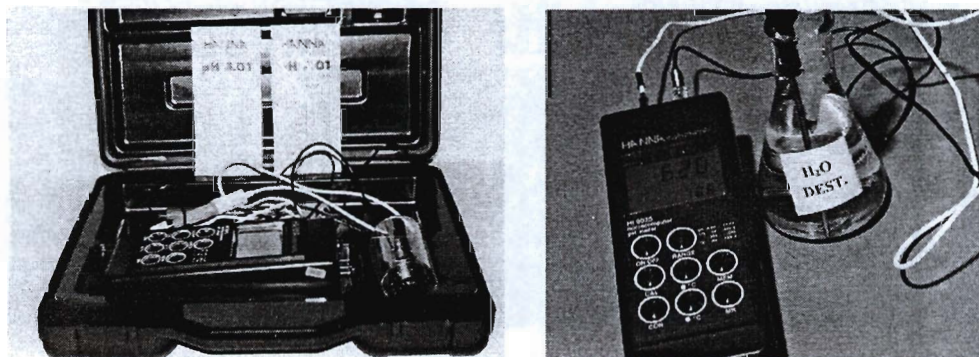
4. Badanie procesów karbonizacji zaprawy

Kolejnym efektem wpływu nadmiernego zawilgocenia materiałów wykorzystanych do konstruowania świątyń jest progresja zjawiska destrukcji zapraw służących jako spoiwa murowanych ścian oraz fundamentów (rys. 6). Stan zaprawy i jej właściwości można scharakteryzować badając procesy karbonizacji, które mają istotny wpływ na cechy sprężyste oraz na trwałość konstrukcji murowanych z cegły lub kamienia a także na trwałość tynków i wypraw elewacyjnych.



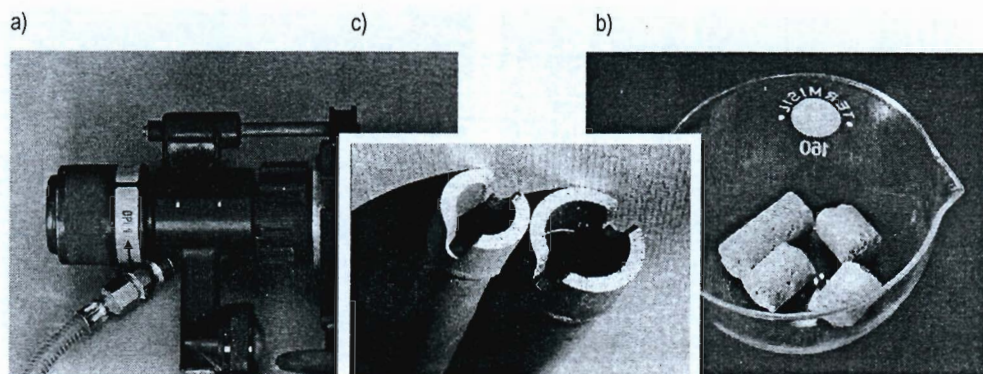
Rys. 6. Efekty procesów karbonizacji zapraw w strefach ścian kondygnacji podziemnych oraz w murach fundamentowych z kamienia polnego

Czynnikiem, który inicjuje zjawisko degradacji zapraw jest wpływ wód opadowych powierzchniowo działających na zniszczone i eksploatowane od dziesiątków lat mury zewnętrzne i fundamenty. Woda opadowa jest czynnikiem stanowiącym środowisko ługujące. Korozja ługująca polega na wymywaniu składników zaprawy tworzących substancje wiążące, a głównie wapnia.



Rys. 7. Mikroprocesorowy zestaw do badania stopnia pH zapraw i betonów

Oceny stopnia przydatności zaprawy i wpływu zjawisk karbonizacji na stan zarysowań murów i elewacji dokonywano na podstawie wyników badań stopnia pH przy wykorzystaniu mikroprocesorowego urządzenia HI 9025 (rys. 7). Próbkę do badań pozyskiwano w wyniku odwiertów z wykorzystaniem specjalistycznych elektronarzędzi, profilowanych indywidualnie do bieżących wymagań lub w procesie odkuwania fragmentów zaprawy (rys. 8). Procesy karbonizacji badano w wyciągach wodnych z zapraw.



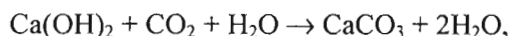
Rys. 8. Pozyskiwanie próbek do badań: a) wiertnica do poboru próbek walcowych zapraw, b) próbki zaprawy, c) końcówki wiertel

Przeprowadzano analizy właściwości wiążących zapraw wapiennych oraz cementowo-wapiennych, znajdujących się w spoinach zabytkowych murów oraz cech wpływających na trwałość i przyczepność wypraw elewacyjnych do substancji murów eksploatowanych na przestrzeni przeszło stu lat.



Rys. 9. Stadia degradacji zaprawy w spoinach murów ceglanych

Twardnieniu zaprawy uzyskanej przez wymieszanie ciasta z wodą i piaskiem w procesie wiązania towarzyszy krystalizacja $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Wodorotlenek wapniowy jest bardzo wrażliwy na proces rozpuszczania, szczególnie w wodach miękkich. W dalszym procesie, w atmosferze miejskiej, stanowiącej środowisko gazowe określone w normie [11], pod wpływem dwutlenku węgla CO_2 i wód opadowych powstaje węglan wapnia wg reakcji



który to związek pod wpływem korozji węglanowej przekształca się w kwaśny węglan wapniowy $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Proces przekształcania opisuje się równaniem

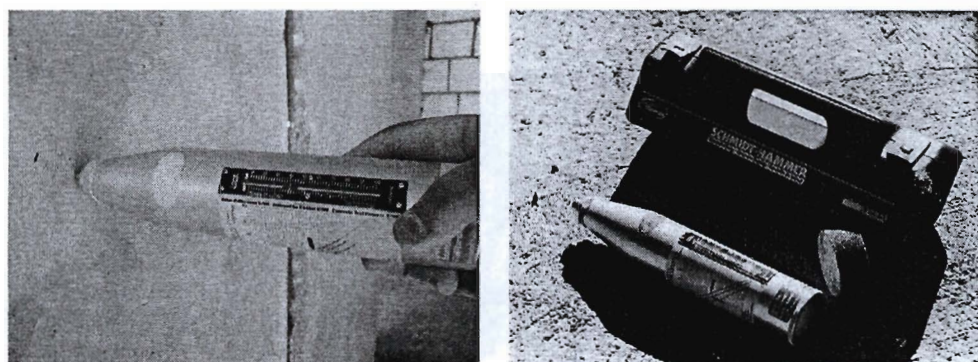


Powstały kwaśny węglan wapniowy jest bardziej rozpuszczalny od innych substancji i staje się przyczyną destrukcji zaprawy.

Powierzchniowe warstwy zaprawy wapiennej w spoinach są zwykle porowate, co wskazuje na efekt działania procesów korozyjnych. Przykłady stadiów degradacji struktury murów ceglanych w efekcie działania postępujących procesów zjawisk karbonizacyjnych ilustruje rysunek 9.

5. Badanie jakości elementów betonowych

Wytrzymałość betonu w obiektach sakralnych oceniano na podstawie wyników badań metodami niszczącymi, nieniszczącymi lub w efekcie porównania uzyskanych rezultatów. Nieniszcząca metoda badań jakości betonu przy wykorzystaniu młotka Schmidta od wielu lat jest najpowszechniejszym sposobem klasyfikowania parametrów zrealizowanych elementów konstrukcji betonowych i żelbetonowych. Wytrzymałość i jednorodność betonu określano za pomocą pomiaru liczby odbicia a następnie statystycznej analizy wyników pomiarów na podstawie zależności empirycznych.



Rys. 10. Zestaw do nieniszczących badań jakości betonu

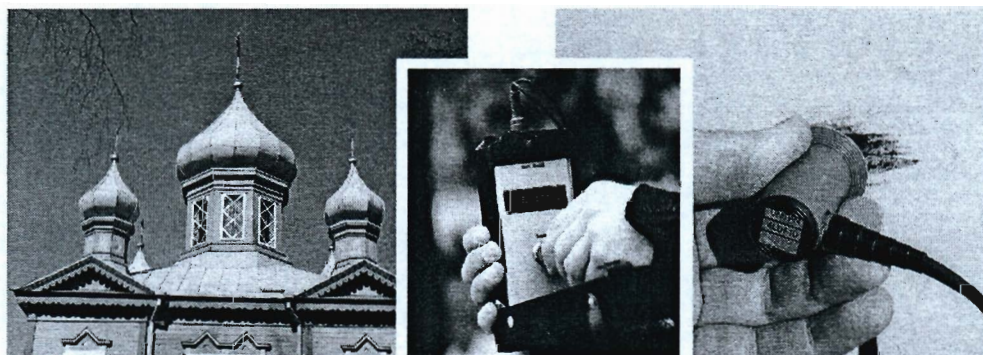
W badaniach nieniszczących betonu wielką rolę odgrywa dobór właściwych zależności korelacyjnych. Zależności te wyznaczano metodą dokładnego określania związków empirycznych, na podstawie analizy statystycznej wyników badania

próbek betonowych, zwanej skalowaniem lub metodą dobierania hipotetycznej krzywej regresji odpowiednio do składu, technologii wykonania, warunków pielęgnacji oraz wieku i wilgotności betonu.

Na przestrzeni lat zmianom ulegały wytyczne realizacji pomiarów [8], [9], lecz interpretacja wyników zawsze budziła wątpliwości w aspekcie dokładności uzyskiwanych rezultatów. Zharmonizowanie polskich norm badań nieniszczących z normami europejskimi wymagało zweryfikowania dotychczasowych metod badawczych w zakresie sposobu realizacji pomiarów oraz liczby odczytów.

6. Powłoki drewniano-blaszane. Badanie elementów stalowych

Najbardziej widowiskowy element świątyń stanowią kopuły przekrywające i wieńczące budowle. Efektywność kształtowania kopuł poza aspektami architektonicznymi, wynika z możliwości przekrywania naw o dużych powierzchniach, przy konstruowaniu podpór jedynie w strefach skrajnych, co umożliwia uzyskanie znacznych rozpiętości i przestronności wewnątrz [1]. Kolejną zaletą kopuł kształtowanych przestrzennie w formie powłok, szczególnie na etapie realizacji, są małe masy wznoszonych elementów. Przy czym najmniejsze masy uzyskuje się w kształtowaniu różnorodnych struktur z cienkich blach stalowych.



Rys. 11. Blaszane konstrukcje przekryć o nieciągłych pochodnych krzywizn

Proces konstruowania powłok o dużej rozpiętości wymaga zastosowania drewnianych żeber, krążyn, które są wzmacniane poszyciem z desek lub płyt wiórowych i pokrywane arkuszami blach uszlachetnionych dodatkami utrudniającymi

korozję, na przykład miedzianych lub mosiężnych. W strefach podporowych wykonuje się obustronne deskowanie w celu zapobieżenia wzajemnym przemieszczeniom elementów powłoki i podpór. Kopuły mniejsze konstruuje się na żebrach drewnianych bez dodatkowego deskowania, a powłokę błonową stanowi jedynie poszycie ze stalowych blach ocynkowanych. Drewniana konstrukcja przejmuje również obciążenia poziome wywołane parciem lub ssaniem wiatru.

Powłoka wykonana z cienkich blach stalowych może pracować wyłącznie w stanie błonowym i ze względu na mały wskaźnik wytrzymałości na zginanie nie może bezpiecznie przenosić naprężeń wywołanych stanem momentowym. Deformacja błonowego kształtu powłoki cylindrycznej w trakcie eksploatacji obiektu, będąca konsekwencją działania obciążeń pozastatycznych lub powstająca w wyniku wad na etapie scalania konstrukcji, powoduje nieregularność promienia krzywizny a następnie wystąpienie lokalnych i globalnych efektów zjawiska zginania, stwarzając stadium zagrożenia katastrofą, [3].

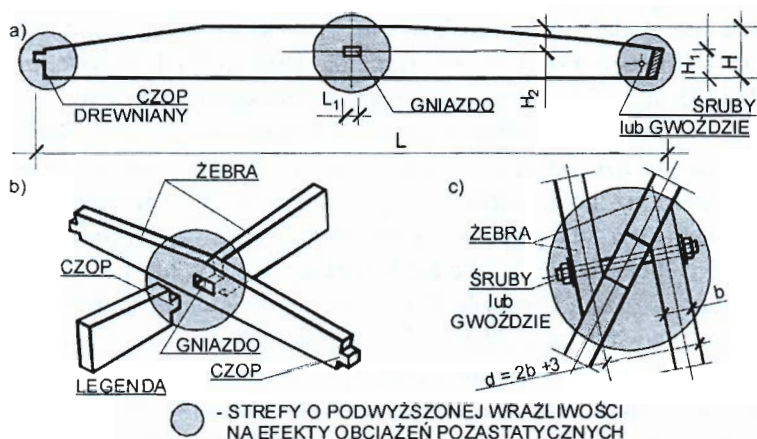
W trakcie badań powłok stalowych udokumentowano, że w efekcie zaawansowanych procesów korozyjnych, w okresie eksploatacji, zmniejszeniu ulega grubość blach. Na powierzchniach poddanych badaniom makroskopowym identyfikowano objawy korozji wżerowej.

Grubość blach powłok przekrywających dzisiejsze świątynie mierzono po oczyszczeniu zewnętrznych powierzchni badanych elementów. Badania wykonywano uniwersalnym miernikiem ultradźwiękowym UNIPAN, przy użyciu głowicy 4LDF10, przystosowanej do pomiarów z jednostronnym dostępem do analizowanych powierzchni. Wykorzystywano metodę rezonansu, która polega na wytworzeniu w badanym materiale fali, powstającej w wyniku interferencji fal padających i odbitych, co umożliwiło uzyskanie precyzyjnych wyników pomiarów. Miejsca pomiarowe dobierano losowo, koncentrując się na zidentyfikowanych wadach i strefach połączeń elementów stalowych. Do badań inwentaryzacyjnych stanu skorodowania przekrojów obustronnie dostępnych elementów stalowych wykorzystywano precyzyjne mechaniczne urządzenia mikrometryczne. Czynności realizowane w trakcie badań i pomiarów zilustrowano na rysunku 11.

7. Konstrukcja połączeń. Wady. Metody renowacji

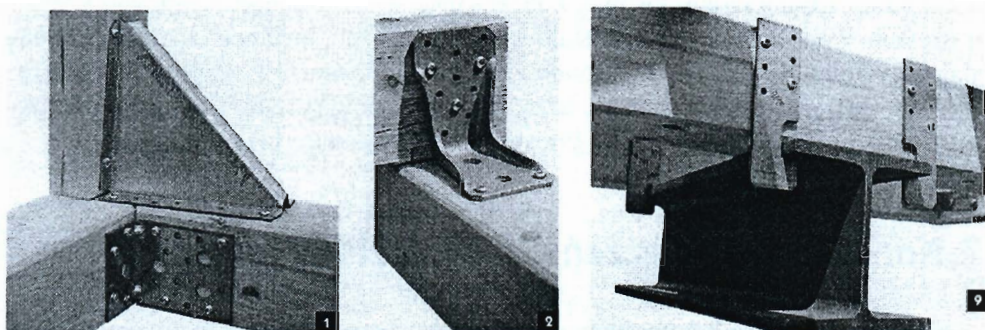
Konstrukcje powłokowe stanowiące przekrycia obiektów sakralnych stanowią oryginalne formy również pod względem kształtowania połączeń. Przed laty, na etapie kształtowania węzłów elementów drewnianych o małych przekrojach oraz o niewielkiej sztywności, możliwe było wykorzystanie połączeń gwoździowanych,

śrubowych lub złączy ciesielskich, które charakteryzują się wrażliwością na powstawanie wad [4] (rys. 12).



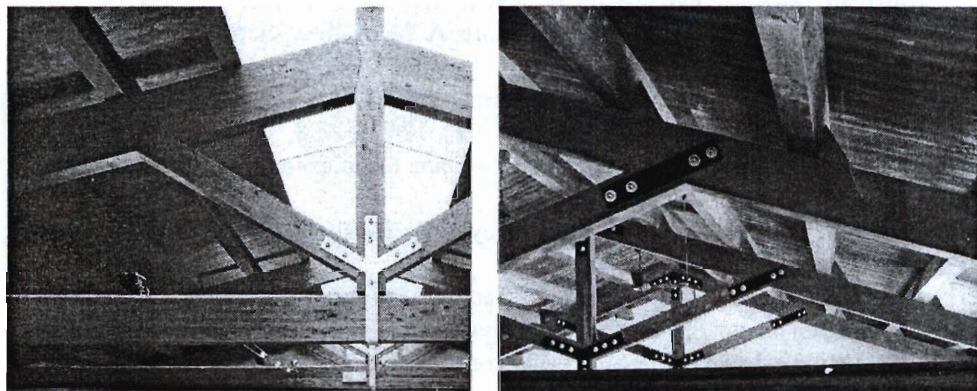
Rys. 12. Elementy konstrukcji powłoki: a) kształty krążyn drewnianych, b) ciesielskie połączenie na wręby, c) połączenie skręcane

W stadium wznoszenia obiektów współczesnych lub podczas prac remontowych i wzmacniających popularne jest wykonywanie zespolenia żeber drewnianych za pomocą typowych blaszanych profili zimnogiętych, zapewniających poprawną współpracę łączonych elementów, w aspekcie przenoszenia obciążeń pozastatycznych, a w konsekwencji spełnienia warunków stanów granicznych nośności i odkształcalności.



Rys. 13. Współczesne łączniki drewnianych elementów konstrukcyjnych

Perforowane łączniki wykonuje się z wysokogatunkowej blachy odpornej na działanie agresywnych warunków środowiska zewnętrznego [5]. Przy wykorzystaniu profili blaszanych, drewniane elementy konstrukcyjne mogą być łączone „na styk” (rys. 13, 14). W połączeniach krzyżowych łączniki umieszcza się w sposób diagonalny, minimalizując wpływ obciążeń pozastatycznych.



Rys. 14. Przykłady zastosowania łączników stalowych

Wybór rodzaju łącznika zależy od przekroju poprzecznego łączonych elementów, układu włókien drewna i kierunku działania siły oraz stopnia wadliwości wzmacnianego połączenia.

Wnioski

W obiektach sakralnych, szczególnie zabytkowych, identyfikację uszkodzeń i określenie sposobu naprawy wad należy poprzedzić analizą kształtowania konstrukcji oraz ustaleniem rzeczywistych czynników agresywności środowiska zewnętrznego.

Z uwagi na niepowtarzalny charakter zabytkowych obiektów sakralnych istotny jest właściwy dobór naukowo-badawczych metod diagnostycznych, przede wszystkim z zakresu badań nieniszczących, umożliwiających pozostawienie ocenianych substancji w stanie nienaruszonym [12].

W trakcie prac konserwatorskich niezbędne jest ustabilizowanie stanu propagacji zjawisk destrukcyjnych i zabezpieczenie elementów konstrukcyjnych i materiałów powłok oraz murów przed procesami degradacji, ze szczególnym uwzględnieniem korozyjnego wpływu środowiska i obciążeń pozastatycznych.

Literatura

- [1] Beles A., Soare M.: Das elliptische und hyperbolische Paraboloid im Bauwesen, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1971.
- [2] Pytel Z.: Witkiewiczowska architektura sakralna w Zakopanem, Towarzystwo Muzeum Tatrzańskiego, Zakopane, 1999.
- [3] Feld J., Carper K.L.: Construction Failure. A Wiley-Interscience Publication, New York 1997.
- [4] Gattesco N.: Strength and Local Deformability of Wood Beneath Bolted Connectors. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, nr 2/98.
- [5] PN-EN 912:2000 Łączniki do drewna – Dane techniczne łączników stosowanych w konstrukcjach drewnianych.
- [6] PN-EN 1912:2005 Drewno konstrukcyjne – Klasy wytrzymałości – wizualny podział na klasy i gatunki.
- [7] PN-EN 789:2005 Konstrukcje drewniane – Metody badań – Oznaczanie właściwości mechanicznych płyt drewnopochodnych.
- [8] PN-74/B-06262 Nieniszczące badania konstrukcji z betonu – Metoda sklerometryczna – Badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N.
- [9] PN-EN 12504-2: 2002 Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badania nieniszczące – oznaczanie liczby odbicia.
- [10] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
- [11] PN-B-03002:1999 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczenia.
- [12] Ustawa nr 414 z dn. 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane, Dz.U. nr 106, poz.1126, Warszawa, 2000.

METHODS OF NONDESTRUCTIVE INVESTIGATIONS OF THE HISTORICAL SACRED BUILDINGS

Summary: The paper presents some problems connected with working construction of covers on sacred buildings in the form of wooden shells and metal sheets working together. The authors carried out a scientific assessment of the technical state of wooden structural elements taking into account chemical and biological processes occurring in the structures. A conception of investigations to analyze the technical state of the wooden shells was formulated so as to be able to define the pre-emergency state and also carry out maintenance jobs to ensure long term, safe operation of the historical buildings of religious character.

Key words: badania nieniszczące, procesy karbonizacji, korozja biologiczna i chemiczna

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/7/06.

*Janusz Krentowski, Romuald Szelaǳ, Rościszław Tribińo**

Procesy analiz numerycznych płyt masywnych w strukturach 3D

Streszczenie: Publikacja zawiera interpretację fizyczną i techniczną równowagi masy materiału konstrukcji, która usytuowana w kartezjańskiej przestrzeni inercji przejmuje siły grawitacji. Oczekiwanym rezultatem analizy są przemieszczenia i naprężenia wewnętrzne, które stosownie do warunków na powierzchni bryły, kwalifikują zagadnienie jako problem statyczny lub dynamiczny. Uwzględniono proces analizy numerycznej dla warunków brzegowych stabilizujących masę. W takich kryteriach uogólniono klasyczną interpretację technicznie ortotropowych struktur w klasie modeli fizycznych 2D i opracowano algorytm wykorzystany do kształtowania elementów konstrukcji inżynierskich w klasie 3D.

Słowa kluczowe: masa, przestrzeń, inercja, grawitacja, modele matematyczne

1. Masywne elementy skończone i procesy inercji

Konstrukcja masywna jest interpretowana jako zbiór elementów przestrzennych o określonej masie. Skutkiem działania przestrzeni inercji jest zjawisko grawitacji. Analiza podstawowych procesów fizycznych i geometrycznych ma miejsce w trójwymiarowych elementach skończonych o zdefiniowanych kształtach opisanych współrzędnymi generowanych węzłów. Stan przemieszczeń elementarnej cząstki masy lub dowolnego punktu wewnątrz skończonego elementu bryłowego identyfikuje funkcja $f(x, y, z)$, a wektor w formie transponowanej określa wzór (1)

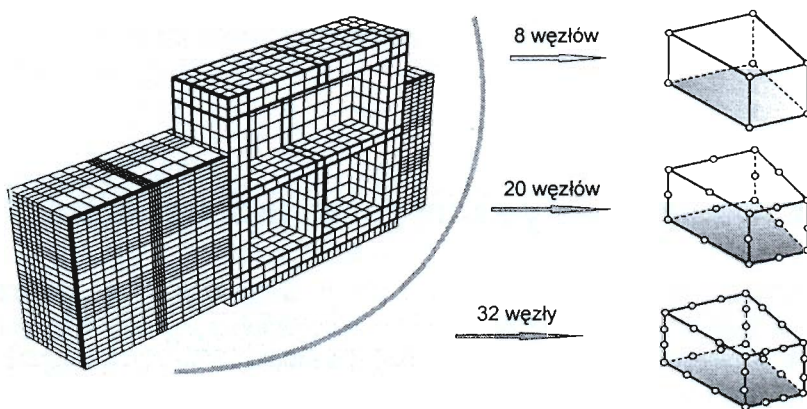
* Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

$$\mathbf{f}^T = \{u \ v \ w\}. \quad (1)$$

Wektory (1) są funkcjami współrzędnych i przemieszczeń węzłów elementów, co uzasadnia nazwę że są to funkcje kształtu. Ważne jest poprawne dostosowanie funkcji przy uwzględnieniu aspektu generowanej i weryfikowanej gęstości siatki węzłów. Do celów analizowanych konstrukcji praktyczniej jest generować ośmio-węzłowe elementy sześcioboczne niż wprowadzać dodatkowe węzły na krawędziach i aproksymować przemieszczenia współrzędnymi 20 lub 32-węzłów. Interpretację procesów dyskretyzacji masywnej struktury przestrzennej wyjaśnia rysunek 1. Podstawę interpretacji funkcji kształtu skończonych elementów masywnych stanowią składniki czworościanu Pascala. Pełny wielomian trzeciego stopnia zbudowany z dyskretnych współrzędnych definiuje wektor

$$\mathbf{N}^T = \{1 \ x \ y \ z \ x^2 \ y^2 \ z^2 \ xy \ yz \ zx \ x^3 \ y^3 \ z^3 \ x^2y \ xy^2 \ y^2z \ yz^2 \ xz^2 \ xyz\}. \quad (2)$$

Analizą błędów dyskretyzacji [1], uzasadniono, że wykorzystywanie elementów o liczbie węzłów >8 okaże się zbędne. Badania i symulacje numeryczne przeprowadzono dlatego, że problem liczby węzłów i kształt elementów jest przedmiotem opublikowanej monografii [2], mimo że znaczenie procesu aproksymacji przestrzeni przemieszczeń wewnątrz struktury pojedynczego elementu sygnalizowano wcześniej w pracach [3] i [4].



Rys. 1. Kształtowanie masywnej struktury konstrukcji z elementów 8, 20 i 32 węzłowych

Kryteria poprawnych, dostatecznie dokładnych aproksymacji okazują się szczególnie ważne w badaniu stanów naprężeń i odkształceń konstrukcji kształtowanych z materiałów anizotropowych lub ortotropowych, a istotą prac autorów jest zdefiniowanie algorytmu, który może być wykorzystany praktycznie do analizy

komputerowej, złożonych konstrukcji inżynierskich lub nietypowych, integralnych fragmentów takich obiektów. Okażą się ważne kryteria wykorzystania składników wielomianu (2) i zdefiniowanie funkcji kształtu w strukturze 3D formą macierzową

$$\mathbf{f} = \begin{Bmatrix} \alpha_{11} + \alpha_{12}x + \alpha_{13}y + \alpha_{14}z + \dots \\ \alpha_{21} + \alpha_{22}x + \alpha_{23}y + \alpha_{24}z + \dots \\ \alpha_{31} + \alpha_{32}x + \alpha_{33}y + \alpha_{34}z + \dots \end{Bmatrix} = \boldsymbol{\alpha} \times \mathbf{N}, \quad (3)$$

w której $\boldsymbol{\alpha}$ jest macierzą współczynników o wymiarach $N \times 3$,
 N – liczba składników wielomianu Pascala,
 $\mathbf{N}$ – wektor Pascala o wymiarze N ,

$$\mathbf{N}^T = \{1 \ x \ y \ z \ \dots\}. \quad (4)$$

Wynikiem badań procesów symulacji numerycznych jest efekt aproksymacji pól przemieszczeń graniastosłupów o ośmiu węzłach wektorem

$$\mathbf{N}^T = \{1 \ x \ y \ z \ xy \ xz \ yz \ xyz\} \quad (5)$$

stąd liczba przemieszczeń stowarzyszona z wektorem (5) określona jest formą macierzową

$$\boldsymbol{\delta}^{eT} = \{\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3 \ \dots \ \delta_7 \ \delta_8\}, \quad (6)$$

w której składniki są wektorami (7) z lokalnymi indeksami 1, 2, ... 8

$$\boldsymbol{\delta}_1^T = \{u_1 \ v_1 \ w_1\}; \ \boldsymbol{\delta}_2^T = \{u_2 \ v_2 \ w_2\}; \ \dots \ \boldsymbol{\delta}_8^T = \{u_8 \ v_8 \ w_8\}. \quad (7)$$

Tak interpretowanym strukturom geometrycznym wykorzystywanym w uogólnionej analizie konstrukcji masywnych przyporządkowano wektor sił masowych

$$\mathbf{M}^e = \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix}^e = \rho \times \begin{Bmatrix} g(x) \\ g(y) \\ g(z) \end{Bmatrix}^e = \rho \times \mathbf{G} \quad (8)$$

charakteryzujący stałą gęstość materiału elementu ρ oraz stan przestrzennej inercji $\mathbf{G}$ w kartezjańskim układzie współrzędnych globalnych (x, y, z). Jeżeli liczba generowanych elementów jest równa „m”, to każdy element może być kształtowany z materiału o odmiennej gęstości, co oznaczono związkiem

$$\rho_j = \rho_1, \rho_2, \rho_3 \ \dots \ \rho_m \quad j = 1, 2, 3 \dots m \quad (9)$$

natomiast konstrukcja złożona z tych elementów realizowana jest w jednej globalnej przestrzeni inercji $\mathbf{G}$ o zmiennych wartościach przyspieszeń $g(x)$, $g(y)$, $g(z)$.

Relację określającą siły węzłowe w elemencie o kształcie graniastosłupa sprężoną z siłami grawitacji charakteryzuje wzór

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{B}^T \times \mathbf{D} \times \mathbf{B} \times \mathbf{V} \times \delta^e - \mathbf{N}^{eT} \times \mathbf{M} \times \mathbf{V}, \quad (10)$$

w którym $\mathbf{V}$ jest objętością graniastosłupa, a macierz $\mathbf{B}$ jest wynikiem wykorzystania klasycznych przekształceń różniczkowych wektora (5), zapisanych w formie $\partial(\partial N/\partial x, \partial N/\partial y, \partial N/\partial z)$.

Zbiór elementów trójwymiarowych i relacje między nimi w zakresie interpretacji fizycznej, związków geometrycznych, równań równowagi czy globalnego kształtu konstrukcji kwalifikowany jest jako model 3D [5]. Zatem zarówno przestrzenne równania płyt, powłok czy masywnych brył łącznie z przestrzenną interpretacją struktury podłoża są modelami 3D. Poprawnie sformułowane związki fizyczne nie zawsze są gwarancją jednoznacznego rozwiązania zagadnienia technicznego, a konstruktor ocenia nieobiektywnie, że najlepsza jest ta metoda, którą zna i wielokrotnie wykorzystywał. Wyjaśnia to fakt, że autorzy cytowanych publikacji i monografii rozwiązują problemy mechaniki konstrukcji upraszczając i redukując klasę modeli do 2D lub 1D.

Prezentowana wykładnia wykorzystuje fizyczną definicję anizotropii i charakterystyki materiałów do rozwiązywania problemów konstrukcyjnych. Z modelu ciała

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{16} \\ a_{21} & a_{22} & a_{26} \\ a_{61} & a_{62} & a_{66} \end{bmatrix}, \quad (11)$$

anizotropowego o 21 stałych a_{ij} [6], które są elementami symetrycznej macierzy odkształceń dla $i, j=1, 2, 3 \dots 6$, otrzymuje się symetryczną macierz współczynników ciała ortotropowego scharakteryzowaną formą (11).

2. Rozwiązania płyt technicznie ortotropowych. Modele 3D

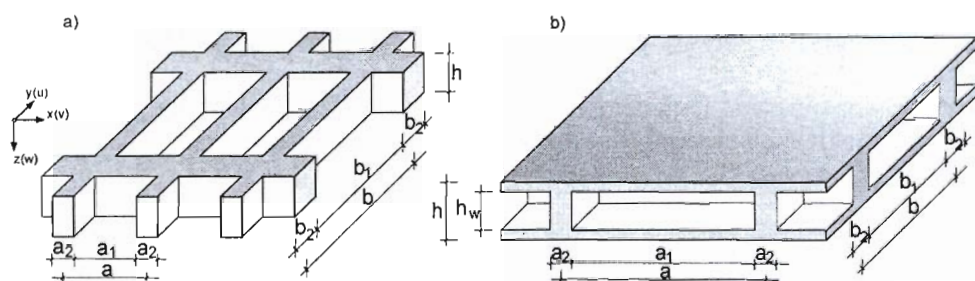
Związki geometryczne i fizyczne z rozdziału 1 poddano procesom adaptacyjnym w zakresie przydatności do analizy masywnych płyt technicznie ortotropowych, uzasadniając poprawność modeli 3D na tle klasycznych związków różnicz-

kowych. Równanie płyty ortotropowej [6] uwzględnia klasyczne założenie Kirchhoffa [5] i współczynniki ortotropii, którymi są elementy macierzy sztywności

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{26} \\ D_{61} & D_{62} & D_{66} \end{bmatrix}. \quad (12)$$

Jeżeli płytę technicznie ortotropową wykonaną z materiałów o współczynnikach E , G i ν kształtuje się w sposób pokazany na rysunku 2, to nie jest, zdaniem autorów publikacji, dostatecznie poprawnie uzasadniony model klasy 2D, scharakteryzowany równaniem (13)

$$D_{11} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2(D_{12} + 2D_{66}) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_{22} \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q. \quad (13)$$



Rys. 2. Technicznie ortotropowe płyty, których model w klasie 2D charakteryzuje równanie (13)

Parametry sztywności płyty pokazanej na rysunku 2b określone są wzorami:

$$D_{12} = \nu \cdot \left(\frac{E(h^3 - h_w^3)}{12(1 - \nu^2)} + \frac{Eh^3}{12} \frac{a_2 b_2}{ab} \right),$$

$$D_{11} = E \cdot \frac{a}{b} \cdot \frac{1}{\frac{a_1}{J_{11}} + \frac{a_2}{J_{12}}}, \quad D_{22} = E \cdot \frac{b}{a} \cdot \frac{1}{\frac{b_1}{J_{21}} + \frac{b_2}{J_{22}}}, \quad (14)$$

$$D_{66} = \frac{1 - \nu}{2} \cdot \frac{E(h^3 - h_w^3)}{12(1 - \nu^2)} + \frac{1}{4} \left(\frac{GC_1}{b} + \frac{GC_2}{a} \right),$$

w których należy uwzględnić związki (15)

$$\begin{aligned} J_{11} &= \frac{1}{12} \cdot \left(b \frac{h^3 - h_w^3}{1 - \nu^2} + b_2 h_w^3 \right), & J_{12} &= \frac{1}{12} \cdot \left(b \frac{h^3 - h_w^3}{1 - \nu^2} + b'_2 h_w^3 \right), \\ J_{21} &= \frac{a}{12} \cdot \left(\frac{h^3 - h_w^3}{1 - \nu^2} \right) + \frac{a_2 h_w^3}{12}, & J_{22} &= \frac{a}{12} \cdot \left(\frac{h^3 - h_w^3}{1 - \nu^2} \right) + \frac{a'_2 h_w^3}{12}, \\ h'_w &= h_w - \frac{a_2}{6}, & h''_w &= h_w - \frac{b_2}{6}, \\ a'_2 &= a_2 + \frac{b_2}{6}, & b'_2 &= b_2 + \frac{a_2}{6}, \end{aligned} \quad (15)$$

gdzie: GC_1 , GC_2 – sztywność skrętna żeber o przekrojach prostokątnych [6].

Równanie (13) i formalnie poprawne związki (14) stanowią przykład uzasadniający praktyczną nieprzydatność do określenia rzeczywistej nośności struktury ortotropowej 2D, szczególnie w formie konstrukcji masywnych często przydatnych i realizowanych w budowlach przemysłowych. Dyskretyzacja powierzchni konstrukcji płytowymi elementami skończonymi w procesie analizy numerycznej i rozwiązanie równania (13) nie będą zbieżne również ze względu na proces różniczkowania funkcji nieciągłych i funkcji o nieciągłych pochodnych, co uzasadniają na przykład związki

$$\mathbf{M} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = -\mathbf{D} \left\{ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right\}, \quad \mathbf{Q} = \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \\ \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} \end{Bmatrix}. \quad (16)$$

Definicje płaszczyzny i powierzchni środkowej w interpretacji płyt technicznie ortotropowych są sprzeczne z założeniami teorii płyt sprężystych. Wynika stąd fakt, że fundamentalne założenie Kirchhoffa również nie jest jednoznaczne. Lewostronne i prawostronne wartości pochodnych względem kierunku normalnego do uogólnionej krzywej zmian sztywności nie są jednakowe, co dokumentuje kolejną niespójność w procesie analizy.

Wymienione wady można wyeliminować stosując kryteria modelu źródłowego 3D łącznie z uogólnionym algorytmem analizy numerycznej dowolnie kształtowanych obiektów trójwymiarowych w sposób ilustrowany rysunkiem 1. Dyskretyzacja przestrzenna powinna być spójna z globalnym układem współrzędnych, najlepiej kartezjańskich, bowiem zapewni to kompatybilność wektorów przestrzeni

inerencji $\mathbf{G}$ we wzorze (8) i umożliwi uwzględnienie efektu wpływu mas materiałów konstrukcyjnych.

W takim aspekcie uzyskuje się jednolity algorytm analizy masywnych struktur technicznie ortotropowych w konstrukcjach inżynierskich.

3. Algorytm analizy numerycznej masywnych struktur inżynierskich

Redagując tekst pracy autorzy nie doszukali się definicji obiektu masywnego nawet przy uwzględnieniu współczesnej monografii [8] o tytule i treści dotyczącej betonowych budowli masywnych. Weryfikując projekty, w których betonowe konstrukcje monolityczne o wymiarach przekrojów poprzecznych podciągów $b \times h = (2,0 \div 3,0) \text{ m} \times (2,5 \div 3,5) \text{ m}$, stwierdzano że w obliczeniach statycznych były to pręty jednowymiarowe klasy 1D. Rachunki realizowano wykorzystując tablice belek ciągłych lub klasyczną interpretację metody odkształceń. Jeżeli uogólniona konstrukcja pokazana na rysunku 1 zostanie poddana procesowi dyskretyzacji, tak że liczba generowanych elementów skończonych wynosi „m”, to w procesie symulacji można wykorzystać model ze zmiennymi dyskretnymi współczynnikami E_m i ν_m . Macierz sprężystości materiału o strukturze przestrzennej dobrze interpretuje formuła wykorzystywana we wzorze (10)

$$\mathbf{D}_m = \left(\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu\nu)} \times \mathbf{I}_2 \times \begin{bmatrix} \mathbf{b} \\ \mathbf{c} \end{bmatrix} \right)_m, \quad (17)$$

w której

$\mathbf{I}_2; \mathbf{I}_3$ – macierze jednostkowe o wymiarach 2×2 i 3×3 ,

$$\mathbf{b} = \begin{bmatrix} 1 & b & b \\ b & 1 & b \\ b & b & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{c} = c \times \mathbf{I}_3, \quad b = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad c = \frac{1-2\nu}{2(1+\nu)}. \quad (18)$$

Algorytm analizy przemieszczeń masy wewnątrz elementu z ośmioma węzłami i lokalnej numeracji

$$1(x_1 \ y_1 \ z_1); 2(x_2 \ y_2 \ z_2) \dots 8(x_8 \ y_8 \ z_8) \quad (19)$$

określa funkcja kształtu (3), zapisana w formie iloczynu

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & \alpha_3 & \dots & \alpha_8 \\ \alpha_9 & \alpha_{10} & \alpha_{11} & \dots & \alpha_{16} \\ \alpha_{17} & \alpha_{18} & \alpha_{19} & \dots & \alpha_{24} \end{bmatrix} \times \mathbf{N} = \boldsymbol{\alpha}_{24} \times \mathbf{N}. \quad (20)$$

Współczynniki $\alpha_1 \alpha_2 \dots \alpha_{24}$ wyznacza się z klasycznego układu 24 równań metody elementów skończonych, a wektor przemieszczeń elementu „m” jest formą

$$\boldsymbol{\delta}_m^{eT} = \{ \delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3 \ \dots \ \delta_7 \ \delta_8 \}_m, \quad (21)$$

$$\boldsymbol{\delta}_1^T = \{ u_1 \ v_1 \ w_1 \}; \ \boldsymbol{\delta}_2^T = \{ u_2 \ v_2 \ w_2 \} \ \dots \ \boldsymbol{\delta}_8^T = \{ u_8 \ v_8 \ w_8 \}.$$

Związki między macierzą $\mathbf{B}$ ze wzoru (10) a odkształceniami elementu $\boldsymbol{\epsilon}_m^e$ dla przestrzennych elementów bryłowych wykorzystano w formie iloczynu

$$\boldsymbol{\epsilon}_m^e = \{ \mathbf{B}_1 \ \mathbf{B}_2 \ \mathbf{B}_3 \ \dots \ \mathbf{B}_7 \ \mathbf{B}_8 \} \times \boldsymbol{\delta}_m^e = \mathbf{B} \times \boldsymbol{\delta}_m^e. \quad (22)$$

Kolejnymi przekształceniami są symulacje zrealizowane w stanie wirtualnego przemieszczenia węzłów elementu oznaczonego symbolem $d\boldsymbol{\delta}_m^e$. Wirtualnie przemieszcza się również masa elementu w przestrzeni inercji i stowarzyszone z masą materiału siły grawitacji. Warunki brzegowe stabilizują strukturę konstrukcji pokazaną na rysunku 1 eliminując siły bezwładności. W bilansie prac wirtualnych uwzględnia się siły węzłowe

$$\mathbf{F}_m^{eT} = \{ \mathbf{F}_1^T \ \mathbf{F}_2^T \ \mathbf{F}_3^T \ \dots \ \mathbf{F}_7^T \ \mathbf{F}_8^T \}_m, \quad (23)$$

$$\mathbf{F}_1^T = \{ U_1 \ V_1 \ W_1 \}; \ \mathbf{F}_2^T = \{ U_2 \ V_2 \ W_2 \} \ \dots \ \mathbf{F}_8^T = \{ U_8 \ V_8 \ W_8 \}. \quad (24)$$

Równanie prac wirtualnych stowarzyszonych z ośmiowęzłowym masywnym elementem skończonym

$$\left(d\boldsymbol{\delta}_m^{eT} \times \mathbf{F}_m^e \right)_m = \left(\int_V (d\boldsymbol{\epsilon}^T \times \boldsymbol{\sigma} - d\mathbf{f}^T \times \mathbf{M}) dV \right)_m \quad (25)$$

uzasadnia uogólnioną formę (10). Węzły „i” są wynikiem generacji siatki przestrzennej o zmiennym stopniu gęstości. Spełnieniem kryterium równowagi

$$\sum_i^n \mathbf{F}_i^{es} = \mathbf{R}_i, \quad i = 1, 2, 3 \dots n, \quad (26)$$

w którym

s – liczba elementów, które zawierają węzeł o numerze „ i ”,

$\mathbf{R}_i$ – wektor obciążeń zewnętrznych

$$\mathbf{R}_i^T = \{ R_x \quad R_y \quad R_z \}_i \quad (27)$$

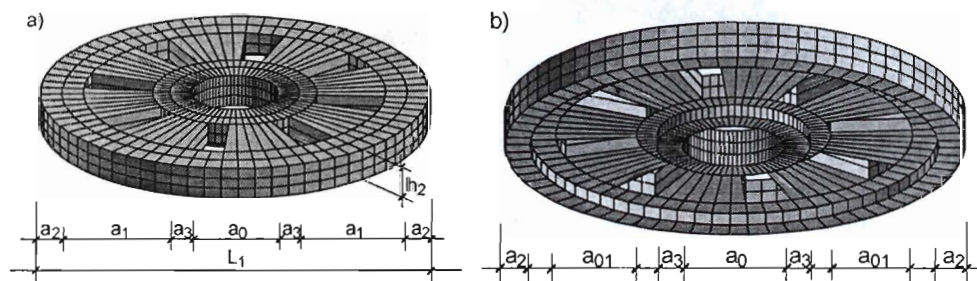
jest układ równań metody przemieszczeń, uwzględniający efekt inercji

$$\mathbf{K} \times \delta - \mathbf{M} = \mathbf{R}. \quad (28)$$

W równaniu (28) macierz $\mathbf{K}$ jest globalną macierzą sztywności masywnej struktury konstrukcji; wektor $\mathbf{M}$ uwzględnia procesy grawitacji; węzłowe siły zewnętrzne reprezentuje wektor $\mathbf{R}$.

4. Obliczenia i prognozyka zastosowania struktur 3D

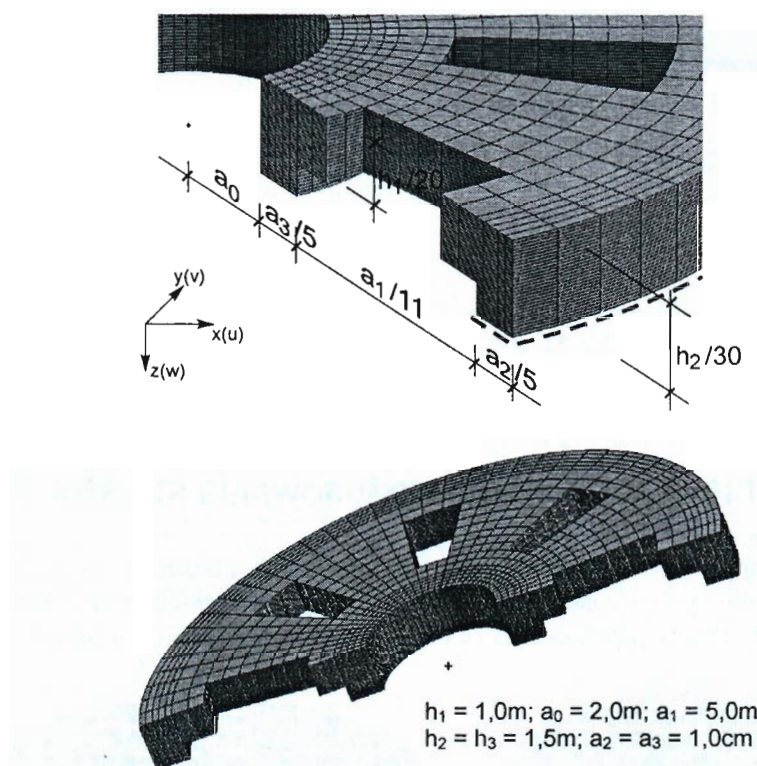
Uzasadniając metodę kształtowania modeli 3D na podstawie skończonych elementów źródłowych w zastosowaniu do uogólnionych struktur technicznie ortotropowych, rozwiązano problem analizy masywnych przekryć wielospójnych.



Rys. 3. Makroskopowa struktura ortotropowej masywnej i wielospójnej konstrukcji płyty: a) płaszczyna górna z centrycznym otworem technologicznym, b) powierzchnia dolna i struktura makroskopowa pierścieni

Analizie poddano płytę o geometrii płaskiej powierzchni górnej i jednorodnej strukturze poprzecznej materiału; makroskopowy proces dyskretyzacji ilustruje rysunek 3.

Kryterium kształtowania formy stanowiły warunki technologiczne: masa konstrukcji wsporczej, obciążenie eksploatacyjne centryczne na powierzchni górnej pierścienia zewnętrznego $P = 6000$ kN, graniczna wartość przemieszczenia struktury $C_d = 9,0$ mm.

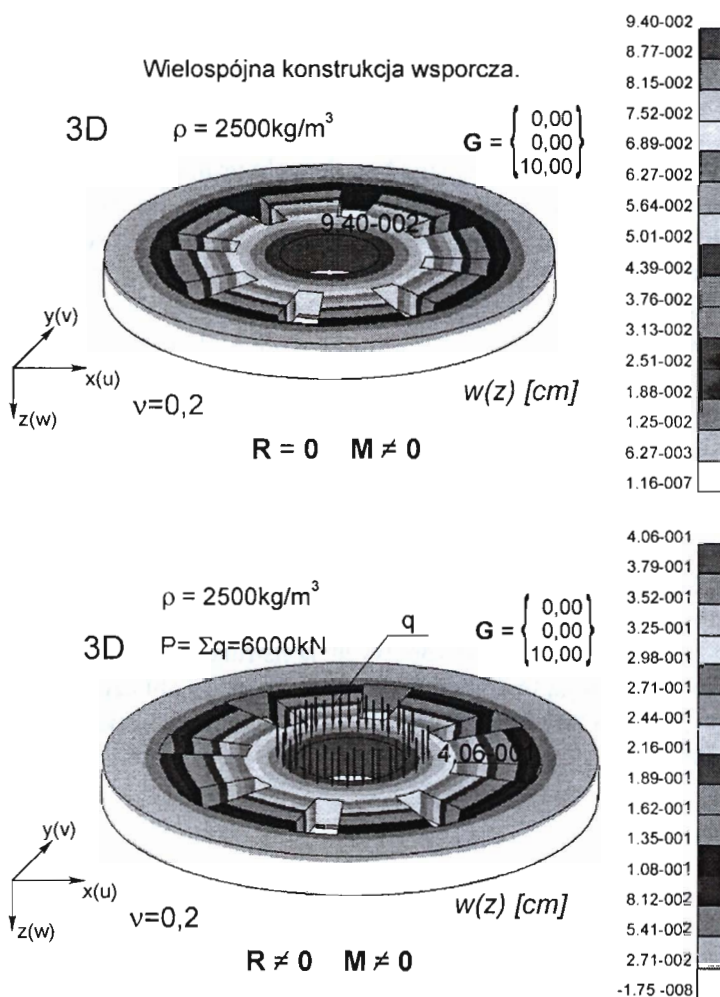


Rys. 4. Dyskretyzacja struktury ortotropowej wielospójnej konstrukcji wsporczej ze zmiennymi sztywnościami elementów

Ukształtowanie masywnego pierścienia podporowego o wysokości h_2 i zmniejszenie masy konstrukcji przez usytuowanie radialnych otworów trapezowych i centrycznego otworu kołowego o promieniu a_0 usztywnionego obwodowym kołnierzem oraz zmniejszenie wysokości żeber do wymiaru h_1 okazało się rozwiązaniem dobrze uwarunkowanym technologicznie [1]. Urealniając gęstość materiału konstrukcyjnego do wartości $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ w wyniku analizy numerycznej potwierdzono poprawną sztywność mapami przemieszczeń. Dostatecznie gęstą, zweryfikowaną strukturę dyskretyzacji, pokazaną na rysunku 4, przekształcono w układ równań (28), uwzględniając fakt stabilizacji przemieszczeń $w(\Gamma) = 0$ w węzłach dolnej powierzchni zewnętrznego pierścienia podporowego. W wyniku rozwiązania dwu wariantów równań uwzględniających warunki:

$$\mathbf{R} = \mathbf{0}, \mathbf{M} \neq \mathbf{0}, \quad \mathbf{R} \neq \mathbf{0}, \mathbf{M} \neq \mathbf{0},$$

otrzymano rozwiązania opracowane w formie map przemieszczeń, które pokazano na rysunku 5. Laminarna, gładka powierzchnia górna odkształca się tak, że przemieszczenie centrycznego pierścienia w wyniku grawitacji masy konstrukcji wynosi $w_p = 0,94 \text{ mm}$, a obciążenie technologiczne P powoduje przyrost przemieszczenia do wartości $w_d = 4,06 \text{ mm}$. Spełniono kryterium użyteczności $w_d = 4,06 \text{ mm} < C_d = 9,00 \text{ mm}$.



Rys. 5. Mapy przemieszczeń masywnej struktury przekrycia klasy 3D

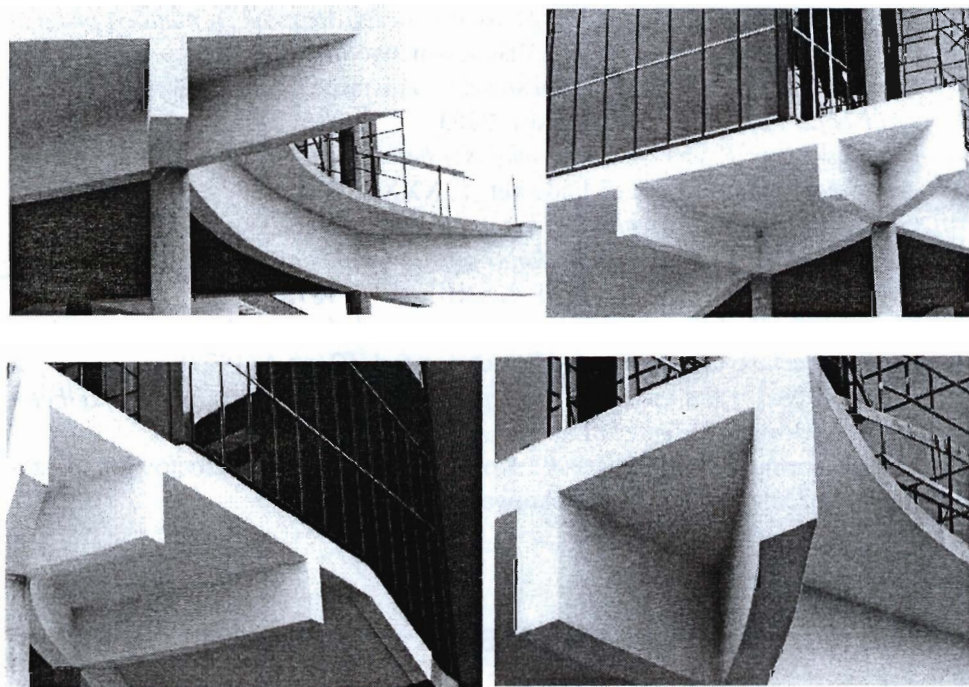
Analogicznie opracowano mapy stanów naprężeń [9] i wyteżeń [10], [11], przydatne w fazie realizacji trójkierunkowego zbrojenia [13], wykorzystując normowane parametry materiałowe konstrukcji żelbetowych [14].

Wnioski

Kształtowanie przez dziesięciolecia i powstałe w tym okresie teorie prezentowane w formie rozpraw, publikacji i monografii naukowych dotyczyły redukcji klasy modeli konstrukcji, aby w końcowym stadium analizy otrzymywać układy równań z możliwie najmniejszą liczbą niewiadomych, układy równań rozseparowanych, a najlepiej równania rekurencyjne. Niekiedy poprawnie sformułowana teoria nie umożliwia rozwiązania zagadnienia technicznego, inżynier wykorzystuje metody przybliżone mimo świadomości wad, a rozwój podstawowych problemów techniki nie eliminuje niewymiernego czynnika praktyki zawodowej i intuicji. Tymczasem modele 3D eliminują mnogość teorii, a efektywność rozwiązań warunkują wyłącznie systemy przetwarzania informacji. Zaawansowane technologie informatyczne umożliwiają rozwiązywanie wielkich układów równań i realizację procesów syntezy i analizy danych lub wyników w formach algebraicznych struktur macierzowych.

Analiza wyteżenia materiałów konstrukcyjnych w przestrzennym stanie naprężeń jest problemem aktualnym, a niektóre kryteria wykorzystania wyników publikują autorzy prac [9], [10], [11], [12], [13]. Uzasadnieniem przydatności publikowanych algorytmów i efektów analizy są zrealizowane nietypowe i nieregularne konstrukcje ortotropowe, których przykłady ilustruje rysunek 6.

Prezentowane algorytmy i możliwie proste interpretacje techniczne w zakresie analizy masywnych struktur ortotropowych konstrukcji inżynierskich są uzasadnieniem wniosków. Mogą być wykorzystane również do obliczeń stanów naprężeń i odkształceń grubych powłok kształtowanych w układach współrzędnych normalnych lub radialnych.



Rys. 6. Przykłady zrealizowanych nietypowych konstrukcji masywnych technicznie ortotropowych

Literatura

- [1] Michalczuk P.: Inercja mas w trójwymiarowych zagadnieniach mechaniki konstrukcji. Politechnika Białostocka, praca doktorska, Białystok, 2005. (Biblioteka Politechniki Białostockiej)
- [2] Starosolski W.: *Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2003.
- [3] Umar A., Abbas H., Qadeer A., Sehgal D.K.: *Prediction of error in finite element results*. Computer and Structures, vol. 60, no 3 (1996).
- [4] Rakowski G., Kacprzyk Z.: *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1993.
- [5] Monografia pod redakcją Woźniaka Cz.: *Mechanika techniczna. Mechanika sprężystych płyt i powłok*. Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
- [6] Kączkowski Z.: *Płyty. Obliczenia statyczne*. Arkady, Warszawa, 2000.

- [7] Starosolski W.: *O niektórych aspektach obliczeń stropów za pomocą programów komputerowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 1-2 (1994).
- [8] Kiernożycki W.: *Betonowe konstrukcje masywne. Teoria, wymiarowanie, realizacja*. Polski Cement, Kraków, 2003.
- [9] Bielawski Cz.: *Kryterium wytrzymałości betonu w trójosiowym stanie naprężenia*. Archiwum Inżynierii Lądowej, T. XXXIII, z. 4 (1987).
- [10] Godycki-Ćwirko T.: *Mechanika betonu*. Arkady, Warszawa, 1982.
- [11] Bielawski Cz., Pysznik J.: *Badania gipsu w trójosiowym stanie naprężenia*. Archiwum Inżynierii Lądowej, T. XXXIII, z. 4 (1987).
- [12] Chang J.H., Pu L.P.: *A finite element approach for J_2 calculation in anisotropic materials*. Computers and Structures, vol. 62, no 4 (1997).
- [13] Cichocki M.: *Wymiarowanie zbrojenia trójkierunkowego w płytach żelbetowych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, T. XXXI, z.1-2 (1985).
- [14] Polska Norma PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

NUMERICAL ANALYSIS OF MASSIVE PLATE IN 3D STRUCTURES

Summary: The papers contains physical and technical interpretation of equilibrium of mass of material construction which is situated in space of inertia the strength of gravitation. Dislocations and internal tensions are the expected result of analysis, which suitably to conditions on the surface of clods, qualify the matter to static or dynamic problems. The process of numeric analysis was considered for shore stabilising the mass conditions. In such criteria the classic interpretation of the technically orthotropic structures in the class of physical models 2D was generalizing and the algorithm used to formation of the elements of engineering constructions in 3D class was has worked out.

Key words: mass, space, inertia, gravitation, numerical models

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/7/06.

Janusz Krentowski, Rościsław Tribiło, Tadeusz Chyży*

Procesy wybuchu gazu i awarie zbiorników oczyszczalni ścieków

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badania przyczyn i skutków wybuchów gazu w zbiornikach fermentacyjnych oczyszczalni ścieków. Badania zweryfikowano względem analiz teoretycznych dotyczących przebiegu zjawiska wybuchu gazu. Publikację uzupełniono wynikami badań uzyskanymi dla kilku wybranych obiektów.

Słowa kluczowe: eksplozja, deflagracja, wybuch gazu, ciśnienie

Wprowadzenie

Jednym z alternatywnych paliw, które można zastosować jako medium energetyczne w gospodarstwie domowym lub w przemysłowych procesach technologicznych, jest mieszanina węglowodorów w stanie gazowym, pozyskiwana w wyniku kontrolowanych procesów fermentacyjnych. Uzyskany w ten sposób gaz nazywa się popularnie biogazem. Szczególną zaletą tego paliwa jest możliwość pozyskiwania go w sposób ekologiczny ze źródeł odnawialnych – biomasy. Jednakże biogaz, podobnie jak inne paliwa gazowe, przy niewłaściwych warunkach użytkowania, może powodować zagrożenie dla życia ludzkiego, oraz destrukcję konstrukcji inżynierskich, ponieważ jest podatny na zjawiska stymulujące procesy wybuchu.

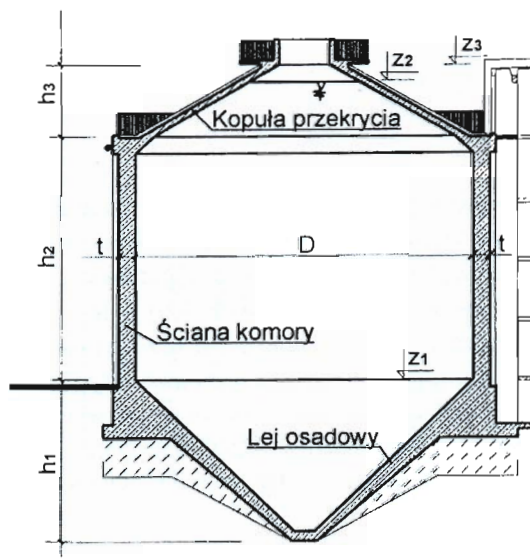
* Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

W komorach fermentacyjnych oczyszczalni ścieków biogaz wydziela się jako naturalny produkt procesów chemicznych. W zbiornikach otwartych biogaz staje się składnikiem atmosfery, natomiast w zbiornikach zamkniętych dzięki nowoczesnej technologii można go odzyskiwać jako medium energetyczne.

Biogaz jest szczególnie przydatny w miejscowościach niezasilanych centralnie gazem ziemnym. Do celów grzewczych magazynowany jest przeważnie w zbiornikach, a następnie kierowany do sieci przemysłowej. Przy mniejszej wydajności procesów fermentacyjnych i małym zużyciu, gaz gromadzi się w górnej części zbiornika, skąd przez system zabezpieczeń kierowany jest do eksploatacji. Typowy przekrój takiego zbiornika ilustruje rys. 1.

W publikacji autorzy analizują zjawisko wybuchu gazu w przestrzeni zamkniętej, w której ciśnienie wybuchu i dynamika procesu stanowią o efektach w zakresie zapewnienia bezpiecznych warunków eksploatacji zbiorników zamkniętych.

Zaprezentowano też metody badań i oceny stanu bezpieczeństwa obiektów żelbetowych, kształtowanych jako przemysłowe obiekty trwałe, które można eksploatować nie krócej niż 50 lat. Zbiorniki stalowe, kształtowane z cienkich arkuszy blach poszycia mocowanych do elementów szkieletu, przewidziane są do wymiany stosownie do szybkości procesów korozyjnych.



Rys. 1. Typowy przekrój zbiornika żelbetowego komory fermentacyjnej

1. Ciśnienie i parametry wybuchu w zbiornikach zamkniętych

Ciśnienie wybuchu i charakterystyka dynamiczna zjawiska stanowią o energii destrukcji. Zgodnie z prawami termodynamiki gazów, spalanie gazów może odbywać się w przedziale między dwoma stanami brzegowymi: spalaniem przy stałej objętości $V = \text{const}$ lub spalaniem przy stałym ciśnieniu $P = \text{const}$. W obu tych stanach charakterystyki procesów, są różne.

Dla większości gazów palnych, w tym także metanu, objętość produktów spalania jest około osiem razy większa niż objętość początkowa. W zamkniętych zbiornikach powoduje to równoważny wzrost ciśnienia P . Kolejno zestawiono wyniki badań [1] charakteryzujące przyrost objętości gazów wskutek ich spalania w stężeniu stechiometrycznym, temperaturze 25°C i ciśnieniu początkowym 1.013 bar (1 at):

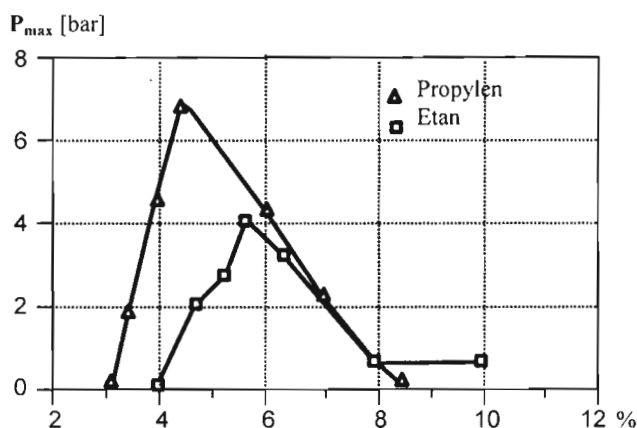
• wodór	$P = 8.15 \text{ bar,}$	$V/V_0 = 6.89;$
• etylen	$P = 9.51 \text{ bar,}$	$V/V_0 = 8.06;$
• propan	$P = 9.44 \text{ bar,}$	$V/V_0 = 7.98;$
• metan	$P = 8.94 \text{ bar,}$	$V/V_0 = 7.72.$

Wartości funkcji ciśnienia wybuchu $P(t)$ mogą być modyfikowane przez następujące parametry:

- turbulencja mieszanki przed zapłonem,
- ciśnienie początkowe P_0 ,
- stężenie mieszanki i procent wypełnienia przestrzeni,
- geometria i aranżacja przestrzeni,
- elementy odprężające – wentyle.

Wpływ poszczególnych parametrów szczegółowo opisano w pracach [6,7].

Największe ciśnienie wybuchu dla mieszanek pojedynczych gazów obserwuje się przy stężeniu stechiometrycznym lub nieco większym. Na rys. 2 zilustrowano wyniki badań [4,5] dla zbiornika w kształcie klina, które z dostateczną dokładnością mogą być odniesione do części stożkowej zbiorników technologicznych. Krzywe pokazane na rys. 2 dotyczą stężenia gazów w powietrzu.



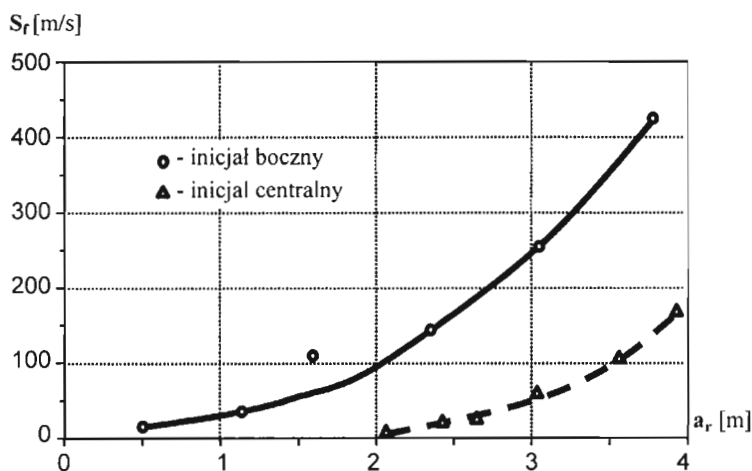
Rys. 2. Pik ciśnienia w zależności od stężenia gazu

2. Analiza mechaniki wybuchu w komorze fermentacyjnej

Określenie maksymalnego ciśnienia wybuchu P_{max} w zbiorniku fermentacyjnym jest procesem złożonym, gdyż w procesie analizy należy uwzględnić:

- stężenie gazu,
- turbulizację procesu spalania,
- lokalizację i energię zapłonu,
- mechanizm spalania mieszanki w zbiorniku.

W publikacji autorzy określili, na podstawie zeznań naocznych świadków zdarzenia, lokalizację i energię inicjału zapłonowego. Ustalono, że bezpośrednią przyczyną powstania sytuacji awaryjnej był przypadkowy zapłon w strefie króćca rewizyjnego zbiornika fermentacyjnego. Moc energetyczna inicjału była mała w stosunku do objętości V części zbiornika wypełnionej gazem i w dalszej analizie wpływ energii inicjału zapłonowego na wartość ciśnienia wybuchu może być pominięta. Natomiast króciec rewizyjny nie był zlokalizowany centralnie. W takim stanie zaprezentowane na rys. 3 wyniki badań wskazują na fakt, że prędkość spalania może być wielokrotnie większa niż przy zapłonie centralnym, co zwiększa efekt dynamiki wybuchu. Na osi odciętych zaznaczona jest odległość strefy zapłonu od ściany zbiornika.



Rys. 3. Wpływ lokalizacji inicjału na prędkość płomienia S_f , a_r - odległość strefy zapłonu od ściany zbiornika

Dynamika wybuchu charakteryzowana jest głównie prędkością przyrostu ciśnienia w czasie i opisywana jako gradient przyrostu ciśnienia dP/dt . Wartość maksymalną można wyznaczyć z prawa sześciennego:

$$\left(\frac{dP}{dt}\right)_{\max} \cdot V^{1/3} = K_g = \text{const}, \quad (3.1)$$

gdzie:

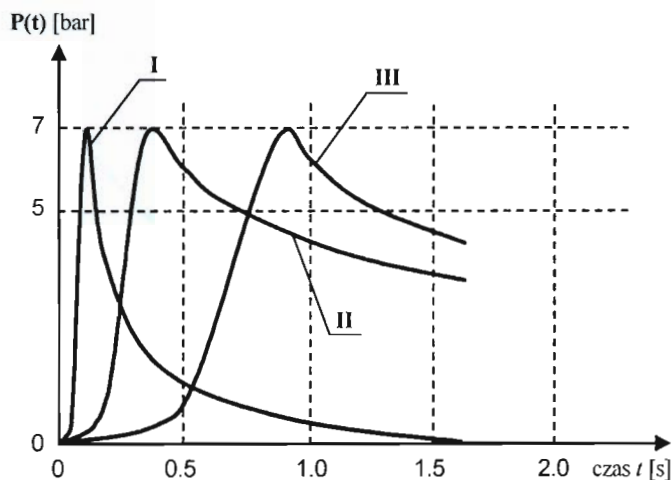
K_g – stała gazowa,

V – objętość komory gazowej.

Wartości stałych K_g dla niektórych gazów są następujące:

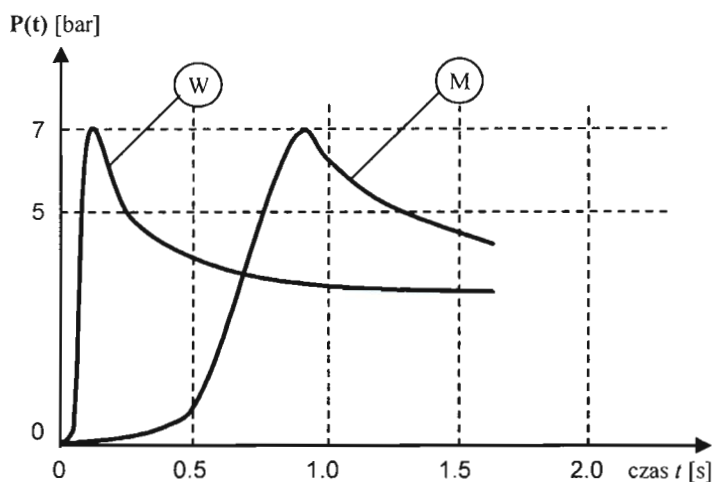
- metan $K_g = 55 \text{ bar} \cdot \text{m/s} = 5500 \text{ kPa} \cdot \text{m/s}$,
- propan $K_g = 75 \text{ bar} \cdot \text{m/s} = 7500 \text{ kPa} \cdot \text{m/s}$,
- wodór $K_g = 550 \text{ bar} \cdot \text{m/s} = 55000 \text{ kPa} \cdot \text{m/s}$.

Prawo (3.1) definiuje największą chwilową bezwzględną wartość pochodnej ciśnienia wybuchu gazu w stężeniu stechiometrycznym. Zależna jest ona od objętości V oraz rodzaju gazu, zdefiniowanego poprzez stałą gazową K_g . Wpływ objętości zbiornika V na wzrost ciśnienia wybuchu określono na podstawie pracy [2] i wiedzę wykorzystano w analizie stanu zbiorników fermentacyjnych.



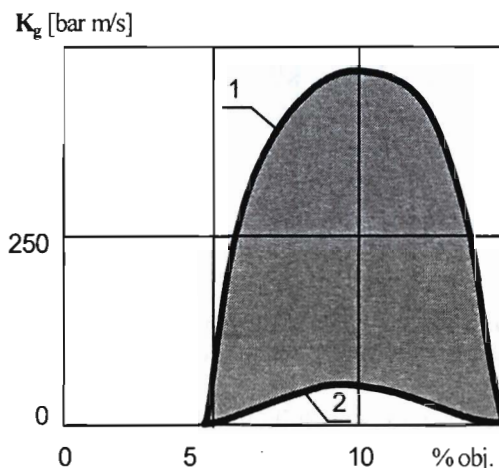
Rys. 4. Funkcja prędkości wzrostu ciśnienia w zależności od objętości strefy wybuchu; I – $V = 0.001 \text{ m}^3$ (dP/dt)_{max} = 720 bar/s, II – $V = 1.0 \text{ m}^3$ (dP/dt)_{max} = 75 bar/s, III – $V = 20.0 \text{ m}^3$ (dP/dt)_{max} = 27 bar/s

Na rys. 4 zilustrowano wpływ objętości strefy wybuchu V na prędkości wzrostu funkcji ciśnienia na przykładzie mieszanki propanowo-powietrznej. Uwzględniono również wpływ rodzaju gazu zdefiniowanego stałą K_g , co ilustruje rys. 5.



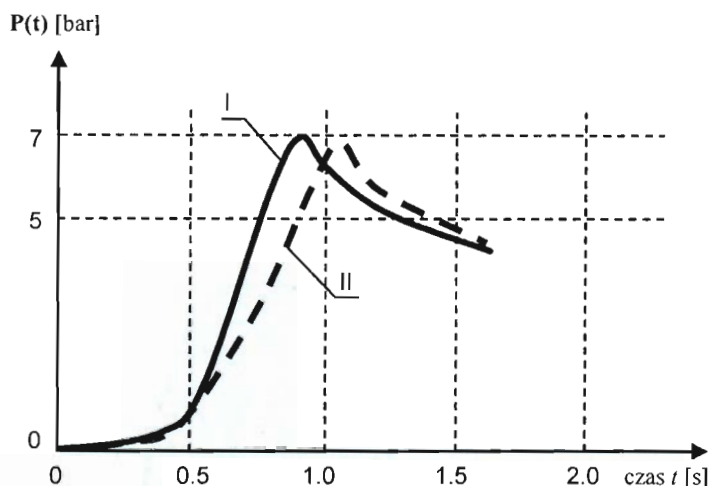
Rys. 5. Charakterystyki czasowe wybuchu wodoru i metanu

Rysunek 6 ilustruje duży wpływ turbulencji na efekty dynamiczne. Wartość stałej gazowej K_g wzrasta kilkakrotnie w stosunku do stanu, w którym efekt turbulencji nie występuje. Zgodnie z prawem sześciennym, gradient przyrostu ciśnienia jest wprost proporcjonalny do stałej K_g . Badania wykonano dla mieszanki metanu z powietrzem przy energii zapłonu $E = 10 \text{ J}$.



Rys. 6. Wpływ turbulencji na wartość stałej gazowej K_g dla metanu; 1 – zapłon przy wysokiej turbulencji, 2 – zapłon przy zerowej turbulencji

Opisany przykład decentralizacji miejsca inicjału zapłonowego i wpływ na proces destrukcji uwzględniono wykorzystując krzywe zmian ciśnienia. Na rys. 7 przedstawiono wyniki pomiarów dla wybuchu inicjowanego zapłonem centralnym oraz zapłonem zlokalizowanym przy ścianie zbiornika. Widoczne jest, że największy gradient przyrostu ciśnienia nastąpi przy inicjale zlokalizowanym w centralnej strefie obiektu.



Rys. 7. Funkcja wybuchu metanu jako efekt lokalizacji inicjału zapłonowego; I – zapłon centralny, II – zapłon przy ścianie zbiornika

Ustalenie wartości stężenia składników biogazu w chwili zaistnienia wybuchu jest niemożliwe z powodu braku pomiarów. Wykorzystano pomiary realizowane wcześniej i udokumentowane pisemnie w sprawozdaniach eksploatacyjnych. Na podstawie tych pomiarów ustalono uśredniony skład mieszanki, który wynosi:

- metan CH_4 – 55 %;
- dwutlenek węgla CO_2 – 40 %;
- inne – 5 %.

Dla takiej mieszanki granice wybuchowości zawierają się w przedziale 6÷12%, przy czym początek przedziału należy interpretować jako dolną granicę wybuchowości LEL, koniec – jako górną granicę wybuchowości UEL.

W procesach analizy granice wybuchowości mieszaniny można szacować makroskopowo, wykorzystując regułę Le Chateliera. Gdy ilość gazu palnego w mieszaninie wynosi P_n , dolną granicę wybuchowości LEL wyznacza się ze wzoru

$$LEL = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{LEL_1} + \frac{P_2}{LEL_2} + \dots + \frac{P_n}{LEL_n}}, \quad (3.2)$$

a górną granicę wybuchowości UEL analogicznie

$$UEL = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{UEL_1} + \frac{P_2}{UEL_2} + \dots + \frac{P_n}{UEL_n}} \quad (3.3)$$

Zgodność wykorzystanej reguły do określenia granicy wybuchowości mieszanki metanu w komorze potwierdziły wyniki publikowane w pracy [12], sankcjonując równocześnie wzory (3.2) i (3.3). Natomiast w pracy [13] prezentowane są badania odnoszące się do mieszanin gazów obojętnych.

Analizując geometrię zbiornika, stopień jego wypełnienia oraz genezę zdarzenia, można stwierdzić, że przyczyna zapłonu w strefie króćca rewizyjnego nie była bezpośrednia. Biogaz, składający się w większości z węglowodoru CH_4 (metanu), który jest tu frakcją palną, i dwutlenku węgla CO_2 ma ograniczony zakres wybuchowości do stężenia zawierającego się w przedziale 6÷12 %. Przedział stanowi opisaną dolną granicę wybuchowości LEL i górną granicę wybuchowości UEL. Oznacza to, że przy stężeniu mniejszym lub większym wybuch teoretycznie nie powinien wystąpić przy inicjowaniu zapłonu świecą dymną, jako prawdopodobnej przyczynie destrukcji. W eksploatowanym zbiorniku fermentacyjnym przy projektowym stężeniu i składzie biogazu wystąpienie wybuchu jest mało prawdopodobne, dlatego w badanych okolicznościach określono, że wybuch mógł powstać w dwóch przypadkach:

- zbiornik był wcześniej wietrzony w stopniu wystarczającym do utworzenia wybuchowej mieszaniny powietrzno-gazowej;
- inicjał zapłonowy działał długotrwale. Sądząc z pozyskanych materiałów i relacji personelu technicznego, większe prawdopodobieństwo przypisać należy wariantowi drugiemu. Świeca dymna spełnia kryteria długotrwałego inicjału zapłonowego, zużywając duże ilości tlenu. Pomiędzy wrzuceniem świecy a wybuchem upłynęło co najmniej kilkadziesiąt sekund. W tym czasie nastąpiło zasysanie powietrza przez króciec rewizyjny. Proces palenia się świecy powodował wypalanie metanu i zasysanie dużych ilości tlenu, przez co następowało rozrzedzanie gazu aż do utworzenia mieszanki wybuchowej. Ze względu na tak interpretowany proces wybuch nastąpił w strefie górnej granicy wybuchowości, przy 12 % stężenia biogazu.

Badania nad relacją objętością gazu, ciśnienia i skutków wybuchu, odnotowane w oczyszczalni ścieków, potwierdzają poprawność opracowanego modelu. Analizując ciśnienie wybuchu należy również uwzględnić objętość przestrzeni wybuchu i powierzchnię odprężającą. Czas wybuchu jest bardzo krótki i zawiera się w

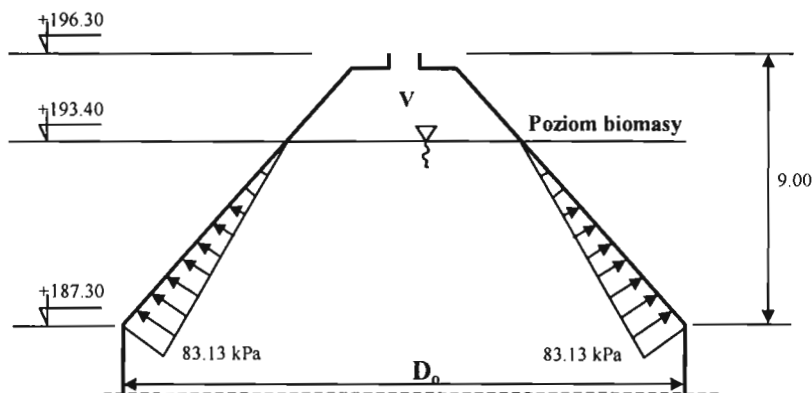
ułamkach sekundy. Czas trwania fazy pozytywowej, która ma zasadnicze znaczenie w procesie destrukcji konstrukcji, określono przez t_d .

Przy zamkniętym centralnym wlocie mieszała i małym przekroju rury króćca rewizyjnego, wpływ efektu wentyla jest pomijalny. Można więc stwierdzić, że bez względu na poziom wypełnienia zbiornika, ciśnienie wybuchu osiągnęło wartości maksymalne. Wartości te określono z warunków brzegowych dla stężenia stechiometrycznego.

Dla wybuchu w stałej objętości $V = \text{const}$ decydujące jest ciśnienie początkowe. Przy ciśnieniu atmosferycznym, równym 1 at, chwilowe maksymalne ciśnienie wybuchu w impulsie mogłoby osiągnąć wartość nawet ok $P_{\max} = 800$ kPa. W rzeczywistości efektywne ciśnienie wybuchu było mniejsze, szacowane na około 400 kPa, ponieważ zapłon został zainicjowany w obszarze górnej granicy wybuchowości, co zmniejsza jego wartość. Taką wartość ciśnienia potwierdziły pomiary geodezyjne odkształceń elementów stożka po wybuchu.

3. Wpływ konstrukcji zbiornika na zakres strefy destrukcji

Badano walcowo stożkową żelbetową konstrukcję zbiornika o przekroju pokazanym na rys. 1. Średnica wewnętrzna powłoki walcowej wynosiła $D = 22.00$ m, a wysokość komory $H = 39.00$ m. Konstrukcję komory zrealizowano wg specyfikacji ZKF. Przekrycie wykonano w formie stożka ściętego o nachyleniu tworzącej $\alpha = 45^\circ$. Pobocznice stożka zmontowano z 44 trapezowych prefabrykatów żelbetowych. Prefabrykaty zostały ukształtowane w sposób umożliwiający ich monolityzację poprzez połączenie zbrojenia obwodowego. Nośność przekrycia zwiększono, wykonując monolityczne żebrza wzdłuż krawędzi bocznych prefabrykatów. Strefę wsporczą dzwonu zrealizowano w kształcie okrągłej płyty grubości 0.50 m. Zbiornik ocieplono styropianem i obudowano blachą zabezpieczającą przed działaniem środowiska zewnętrznego. Na rys. 8 przedstawiono geometrię strefy przekrycia oraz typowy roboczy poziom biomasy. Wyznaczono objętość komory gazowej na około 90 m^3 .



Rys. 8. Geometria obliczeniowych parametrów strefy przekrycia powłoki stożkowej. Objętość komory gazowej $V = 90 \text{ m}^3$

W 1999 r. wykonano remont przekrycia stożkowego po stwierdzeniu jego rozszczelnienia. Po zakończeniu prac naprawczych przystąpiono do normatywnych prób szczelności komory. Próbę szczelności w zakresie napełnienia wodą zakończono pomyślnie, po czym rozpoczęto cykl czynności związanych z przeprowadzeniem prób szczelności gazowej tego obiektu. W konsekwencji nastąpił wybuch biogazu, który spowodował awarię. Zniszczeniu oraz uszkodzeniu uległy elementy prefabrykowane przekrycia i nastąpiło rozwarstwienie wieńca części stożkowej od powłoki walcowej zbiornika.

W przekryciach stożkowych realizowanych monolitycznie następuje rozwarstwienie między sztywną pionową powłoką walcową a ukształtowaną radialnie i ortogonalnie siatką prętów zbrojenia, która nadaje strukturze cechy cylindrycznej ortotropii technicznej. Strefę zniszczenia, po rozszczelnieniu, charakteryzuje propagacja pęknięć i zarysowań powierzchni stożka – od strefy wieńca do sztywnej monolitycznej strefy dzwonu.

Podsumowanie

Wykonane przez autorów analizy i badania potwierdzają słuszność założeń teoretycznych, przyjmowanych w stosunku do analiz zjawiska wybuchów w komorach fermentacyjnych. Stwierdzono, że zastosowana metoda w dobrym stopniu ilustruje procesy, które zachodzą w fazie zmian ciśnienia spowodowanego zapłonem gazu. Rezultaty analizy prezentowanego przykładowo zbiornika potwierdzono

pomiarami przeprowadzonymi na miejscu katastrofy. Zmierzono odkształcenia trwałe prefabrykowanych dźwigarów stożkowej powłoki i deformację strefy wieńca.

Obserwacje i badania wskazują na to, że większość wypadków związanych z wybuchem gazu powodowana jest błędem ludzkim. Opisana w publikacji katastrofa została spowodowana brakiem świadomości technicznej, gdyż do sprawdzenia szczelności na pracującym zbiorniku użyto świecy dymnej. Autorzy uważają, że jednym z podstawowych działań zwiększających bezpieczeństwo użytkowania zbiorników powinno być podnoszenie kultury technicznej i dbałość, by personel techniczny legitymował się stosownymi uprawnieniami, a urządzenia były dopuszczone do eksploatacji przez służby techniczne instytucji odpowiedzialnych za nadzór i okresową kontrolę. Potwierdzają to również badania innych autorów [10].

Literatura

- [1] Baker W.E., Cox P.A., Westine P.S., Kulesz J.J., Strehlow R.A.: *Explosion hazards and evaluation*, Elsevier Scientific Publishing Company, London, 1983.
- [2] Bartknecht W.: *Explosions, Course, Prevention, Protection*, Springer-Verlag, New York, 1981.
- [3] Bąkowski K.: *Gazyfikacja. Gazociągi, stacje redukcyjne, instalacje i urządzenia gazowe*, WNT, Warszawa, 1996.
- [4] Bjørkhaug M.: *Investigation of turbulent explosion properties for hydrogen-air and some hydrocarbon-air mixtures*, CMI Report No. 865110-2, Chr. Michelson Institute, Bergen, 1988.
- [5] Bjørkhaug M.: *Investigation of the behavior of louver panels subjected to gas explosion*, CMI Report No. 25110-1, Chr. Michelson Institute, Bergen, 1988.
- [6] Chyży T.: *Parametry wybuchu wewnętrznego gazu*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 21 (2001) 63-74.
- [7] Chyży T.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynku – pojęcia podstawowe*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 21 (2001) 51-62.
- [8] Chyży T.: *Zjawisko odprężenia ciśnienia wewnętrznego wybuchu gazu w budynkach – wentyle naturalne*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 22 (2002) 35-46.
- [9] Chyży T., Cholewicki A.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynkach mieszkalnych – analiza zaistniałych przypadków katastrof*, I Ogólnopolskie Sympozjum „Kompleksowa ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu”, Katowice, 1999.

- [10] Krzystolik P.A. i inni.: *Ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu*, Główny Instytut Górnictwa, Katowice, 2002.
- [11] Heinrich H.J.: *Ablauf von Gas- und Staubexplosionen Gemeinsamkeiten und Unterschiede*, (VDI Berichte nr. 701), Sichere Handhabung Brennbare Stäube, Bind I, VDI Verlag 1988.
- [12] Hustad J.E., Sønju O.K.: *Experimental studies of lower flammability limits of gases and mixtures of gases at elevated temperatures*, Combustion and Flame 71:3 (1988).
- [13] Niepenberg von H.P., Oppenberg R.: *Zusammenstellung sicherheitstechnischer Daten zur Vermeidung von Explosionen in Feuerräumen*, Industriefeuerung 11 (1978).
- [14] Rasbash D.J., Stretch K.L.: *Explosion in domestic structures*, The Structural Engineer, vol 47, 10 (1969) 403-411.
- [15] Ryng M.: *Bezpieczeństwo techniczne w przemyśle chemicznym*, WNT, Warszawa, 1985.
- [16] Sapko M.J., Furno A.L., Kuchta J.M.: *Flame and pressure development of large scale CH₄-air-N₂ explosions. Bouyancy effects and venting requirements*, Bureau of Mines Report of Investigations R18176, 1976.
- [17] Yao C., De Ris J., Bajolai S.N.: *Evaluation of protection from explosion overpressure in AEC gloveboxes*, Factory Mutual Research Corp., Ser. No 16215, 1969.

THE PROCESSES OF THE GAS EXPLOSION AND DAMAGES OF TANKS OF THE SEWAGE TREATMENTS

Summary: In the article the research results of reasons and effects of gas explosions in fermenting tanks of sewage treatments have been presented. The research results were verified in relation to theoretical analyses of the course of the occurrence of the gas explosion. The publication was supplemented with research results obtained for several chosen objects.

Key words: explosion, deflagration, gas, pressure

Praca finansowana z funduszu badań własnych W/IIB/3/05.

*Ireneusz Ligocki**

Metody określania podatności połączeń słupa z fundamentem

Streszczenie: Opracowanie jest kontynuacją cyklu artykułów publikowanych w Zeszytach Naukowych Politechniki Białostockiej dotyczących zagadnienia podatności połączeń stalowego słupa z betonową podporą, a w szczególności pozycji [1–5] omawiających metody uzyskania krzywych charakteryzujących zachowanie się tych węzłów pod obciążeniem. W artykule omówiono dwa wybrane sposoby, skupiając szczególną uwagę na tzw. modelu mechanicznym połączenia, którego nie omawiano obszerniej w krajowej literaturze.

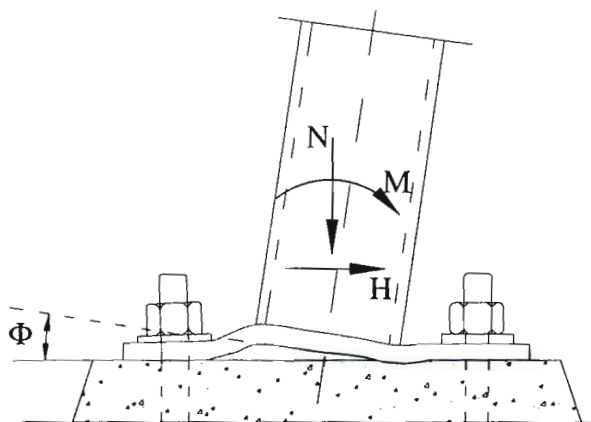
Słowa kluczowe: połączenie słupa z fundamentem, podatność, metody określania podatności

Wstęp

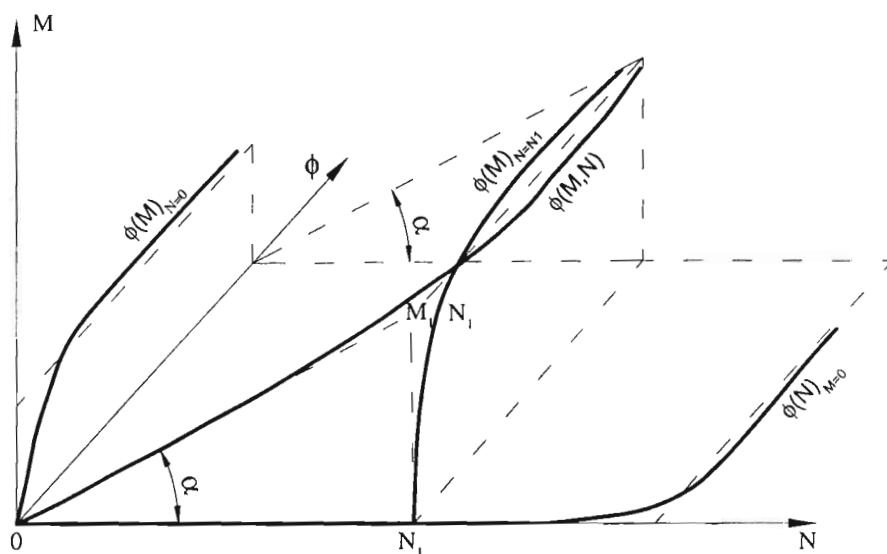
Połączenia słupów z fundamentami poza oddziaływaniem na nie momentów zginających przenoszą również siły ścinające oraz siły podłużne (rys.1) – te drugie często o bardzo znacznych wartościach. O ile wpływ siły poprzecznej na zachowanie się węzła jest na ogół mały, o tyle jak wykazały pojedyncze testy [6] oraz obszerny program badawczy [4,5], wpływ siły podłużnej w słupie na pracę połączenia jest bardzo istotny. Komplikuje to w znaczny sposób analizę zagadnienia. Ponadto w tego typu połączeniach rozważa się współpracę materiałów o różnych właściwościach (stali i betonu), współdziałanie wielu elementów (stalowej płyty podstawy, kotew, ostrogi, dolnej części trzonu słupa, ewentualnych usztywnień, podlewki), różne rozmieszczenie i liczbę śrub kotwiących oraz zmienne kształty

* Katedra Konstrukcji Stalowych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

otworów na śruby [5-8]. Ta złożoność zagadnienia powodowała, że bardziej zaawansowane studia nad tego typu połączeniami w stosunku do pozostałych połączeń rozwinęły się późno, bo dopiero w latach osiemdziesiątych – co obszernie opisano w monografii [9]. Zmierały one do uzyskania charakterystyk $M-N-\phi$ (moment – siła osiowa w słupie – kąt obrotu) pracy połączenia obrazujących jego rzeczywiste zachowanie się pod obciążeniem (rys. 2). Zastosowanie tych funkcji (tzw. krzywych podatności) w zamian za przyjmowanie uproszczonych założeń (o idealnym przegubie, bądź połączeniu sztywnym) prowadzi do bardziej precyzyjnego projektowania konstrukcji. Podatne zachowanie podstaw słupów wpływa na reakcję konstrukcji w tym w szczególności na boczne wychylenia i globalną stateczność ramy przechyłowej oraz na stateczność słupów w ramie nieprzechyłowej. Uwzględnienie w analizie ramy i w procesie projektowania rzeczywistej podatności tego połączenia prowadzi do istotnej oszczędności kosztów związanych z redukcją robocizny niezbędnej w przypadku realizacji sztywnych podstaw słupów lub z redukcją wymiarów przekrojów słupów i (lub) rygli w przypadku połączeń przegubowych. Wymagania ekonomiczne i potrzeba poprawnej oceny bezpieczeństwa konstrukcji wymagają poszukiwania i rozwoju metod określania podatności tego typu połączeń.



Rys. 1. Obrót połączenia poddanego działaniu obciążeń M, N, H



Rys. 2. Charakterystyki $\Phi(M, N)$, $\Phi(M)_{N=N_1(0)}$, $\Phi(N)_{M=0}$

1. Metody przewidywania krzywej podatności

Prognozując charakterystyki obrotowe wszelkiego typu węzłów w konstrukcjach stalowych, można stosowane metody podzielić w zależności od proponowanej w wyrażeniu funkcji matematycznej lub w zależności od sposobu otrzymania modelu. W przypadku podziału ze względu na postać funkcji $M-\phi$ można, zgodnie z opracowaniem [9], wyróżnić modele:

- prostoliniowe
- odcinkowo – liniowe
- wielomianowe
- sklejane (cubic B – spline)
- potęgowe
- wykładnicze

Ze względu na sposób otrzymania rozwiązania, adekwatnie do pozycji [10], rozróżniamy metody:

- empiryczne
- analityczne

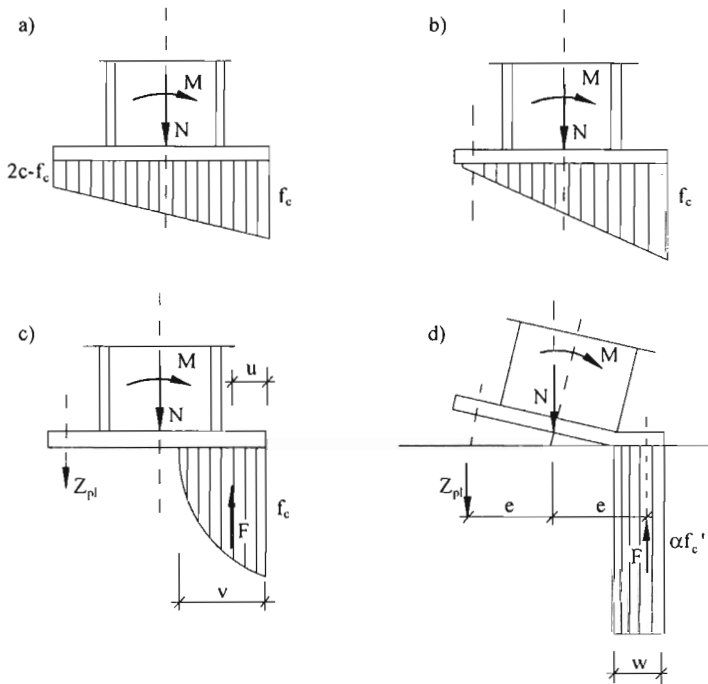
- mechaniczne
 - metody elementów skończonych
 - metody sieci neuronowych
- oraz badania eksperymentalne.

Charakterystyki pracy połączeń słupa z fundamentem (w odróżnieniu od charakterystyk pozostałych typów węzłów) ze względu na znaczny wpływ na ich przebieg siły podłużnej N w słupie, są przedstawiane w formie funkcji $\phi(M)$ przy określonej, stałej wartości siły N (funkcje $\phi(M)_{N=N_I(0)}$ – rys. 2). Tylko niektóre badania eksperymentalne przeprowadzono przy jednoczesnym narastaniu momentu zginającego M i siły podłużnej N uzyskując wykresy $\phi(M, N)$ w układzie przestrzennym $M-N-\phi$ (rys. 2). Szczególnym przypadkiem są połączenia obciążone wyłącznie siłą osiową N (krzywa $\phi(N)_{M=0}$ – rys. 2). W przypadku innych węzłów wpływ siły podłużnej na ich zachowanie jest zwykle niewielki. Pomija się go w analizach, przedstawiając zagadnienie w formie funkcji $\phi(M)$, pomimo świadomości że może to spowodować iż w ocenie podamy zbyt wysoką wartość graniczną nośności węzła.

W artykule, mając na uwadze sposób otrzymania rozwiązania, przedstawiono dwa wybrane modele prognozowania podatności węzła słupowo-fundamentowego – pionierski model zbudowany pod kierunkiem G.B. Johnstona [11] i skomplikowany model mechaniczny skonstruowany przez J.P. Jasparta i zespół [6].

2. Pionierski model analityczny

Pierwszej analitycznej próby oszacowania krzywej $M-\phi$ przy obecności siły podłużnej N w słupie podjął się Johnston z zespołem [11]. W zależności od relacji pomiędzy wartościami momentu M i siły N rozpatrzono kolejnych 5 faz naprężeń w betonie pod poziomą blachą połączenia (rys. 3).



Rys. 3. Rozkład naprężeń pod blachą poziomą stalowej stopy słupa: a) pierwsza faza, b) druga faza, c) trzecia i czwarta faza, d) piąta faza [11]

W pierwszej fazie obciążenia (rys.3a) wartości naprężeń na brzegach blachy wynoszą:

$$\sigma_{\max} = f_c \text{ i } \sigma_{\min} = 2c - f_c, \quad (1)$$

gdzie:

f_c – naprężenia w skrajnym włóknie blachy poziomej przy ściskaniu mimośrodowym,

c – wg tabeli 1.

Faza 1 kończy się, gdy pod mniej ściskaną krawędzią blachy naprężenie spada do zera ($f_c = 2c$).

W drugiej fazie (rys. 3b) naprężenie pod stalową stopą o wartości zerowej przesuwa się ku śrubie zakotwienia, przy jednoczesnym wzroście maksymalnej wartości pod krawędzią dociskaną. Faza kończy się, gdy naprężenie zerowe osiąga oś śruby kotwiącej.

W trzeciej fazie (rys. 3c) wykres naprężeń zmienia się i przyjmuje kształt nieliniowy. Na zakończenie tej fazy następuje uplastycznienie śruby kotwiącej.

W czwartej fazie (rys. 3c) wykres naprężeń nie ulega zmianie, jednak ulega płynięciu materiał śruby. Faza kończy się z chwilą, gdy materiał śruby wchodzi w stan umocnienia. Wykres bryły naprężeń może, w przybliżeniu, przyjmować kształt trapezu.

W piątej fazie (rys. 3d) wykres naprężeń pod blachą podstawy może być przedstawiony jako prostokąt.

Tabela 1. Formuły momentu M_i i kąta obrotu ϕ_i

Koniec fazy	Moment M_i obciążający stołę (w konwencji naprężeniowej)	Kąt obrotu ϕ_i stalowej stopy
	/na zakończenie fazy i ($i = 1 \dots 5$) /	
1	$M_1' = \frac{c}{b}$	$\phi_1 = \frac{2c}{E_c}$
2	$M_2' = \frac{c}{b}(2 - e')$	$\phi_2 = \frac{8c}{E_c(1 + e')^2}$
3	$M_3' = \frac{1}{2}(c + p \cdot R_{eb})(1 - u') + \frac{1}{2} p \cdot E_{eb} \cdot e'$	$\phi_3 = \phi_2 + \frac{2R_{eb} \cdot L_e'}{E_s(1 + e' - v')^2}$
4	$M_4' = M_3'$	$\phi_4 = \phi_2 + \frac{2\varepsilon_{y2} \cdot L_e'}{1 + e' - v'}$
5	$M_5' = \frac{1}{2}(c + p \cdot R_{eb}) \left(1 - \frac{c + p \cdot R_{eb}}{\alpha \cdot f_c'} \right) + \frac{1}{2} R_{eb} \cdot e'$	$\phi_5 = \phi_2 + \frac{2\varepsilon_u \cdot L_e'}{1 + e' - w'}$

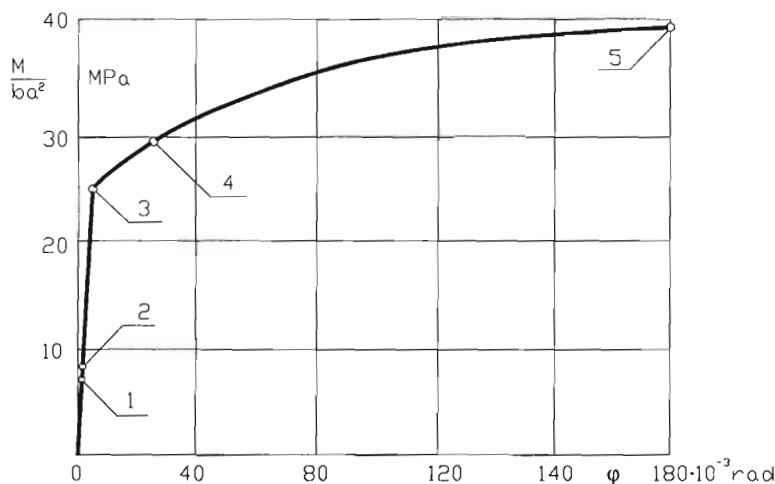
Gdzie: $c = \frac{N}{a \cdot b}$, N – siła podłużna w słupie, $a(b)$ – długość (szerokość) blachy podstawy; E_c – współczynnik sprężystości betonu; $e' = \frac{2e}{a}$, e – odstęp osi śruby od osi słupa; $p = \frac{A_b}{a \cdot b}$, A_b – pole przekroju śruby kotwiącej; R_{eb} – granica plastyczności stali śruby kotwiącej; $u' = \frac{2u}{a}$, u (wg rys.3c); $L_e' = \frac{L_e}{a}$, $L_e = L_1 + L_2$ – ekwiwalentna długość śruby kotwiącej, L_1 – długość śruby ponad powierzchnię betonu, $L_2 = 8d$ (d – średnica śruby kotwiącej); E_s – moduł sprężystości podłużnej stali; $v' = \frac{2v}{a}$, v (wg rys.3c), ε_{y2} – odkształcenie stali śruby, przy którym materiał wchodzi w okres umocnienia; α = od 1.2 do 1.5; f_c' – wytrzymałość betonu ustalana na standardowych próbkach walcowych; ε_u – odkształcenie stali śruby w stanie granicznym; $w' = \frac{2w}{a}$, w (wg rys. 3d)

Na podstawie analizy naprężeń w poszczególnych fazach, korzystając z równań równowagi węzła i związków geometrycznych dla stanów odpowiadających górnym granicom każdej z faz, wyznaczono wartości momentu obciążającego stalową stopę M_i ($i = 1 \dots 5$) oraz towarzyszącego mu kąta obrotu ϕ_i ($i = 1 \dots 5$) stopy. Zamieszczono je w tabeli 1 przedstawiając moment M_i w konwencji naprężeniowej:

$$M_i' = M_i / ba^2, \quad (2)$$

gdzie: b , a – wg tabeli 1.

Ostatecznie, charakterystykę obrotową $M(\phi)$ wyznaczona się prowadząc krzywą przez punkty o współrzędnych (M_i, ϕ_i) . Przykładową krzywą pokazano na rysunku 4.



Rys.4. Typowa krzywa $M-\phi$ dla stopy słupa według procedury z pozycji [11] (punkty oznaczone liczbami od 1 do 5 oznaczają zakończenie fazy pierwszej, drugiej, ..., piątej)

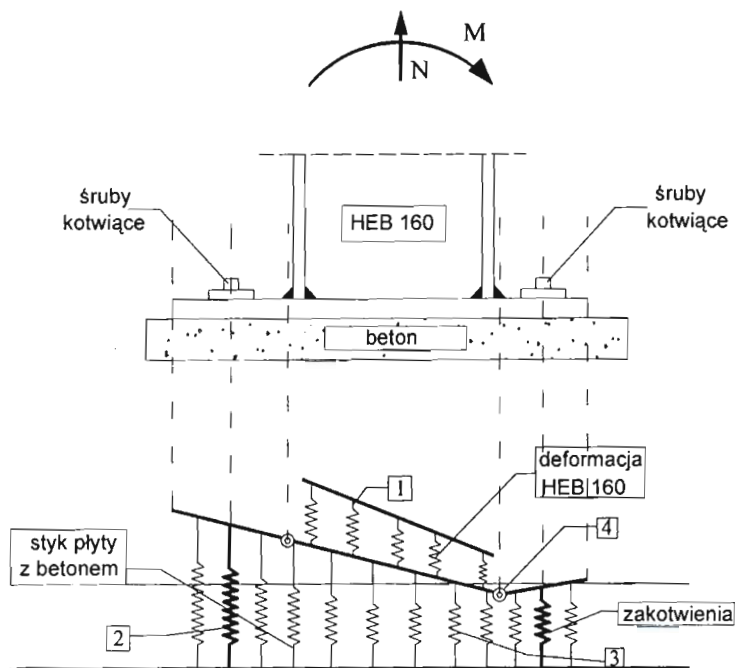
3. Model mechaniczny

3.1. Uwagi ogólne

Mechaniczny model połączenia słupa z fundamentem, pokazany na rysunku 5, zaproponowany przez zespół pod kierunkiem J.P. Jaspára [6], zbudowano wykorzystując obserwacje zachowania się węzła, poczynione w trakcie przeprowadzo-

nych równolegle badań eksperymentalnych. W modelu zastosowano sprężyny, bądź układy sprężyn reprezentujących zachowanie się poszczególnych części połączenia. Na rysunku 5 oznaczono:

- sprężyny 1 symulujące ewentualne odkształcenia przekroju słupa w pobliżu złącza trzonu słupa z blachą podstawy,
- sprężyny 2 symulujące deformację układu złożonego z rozciąganych śrub kotwiących i otaczającej je blachy podstawy,
- sprężyny 3 symulujące zachowanie się betonu pod płytą (pracują tylko w ściskaniu),
- obrotowe sprężyny 4 modelujące plastyczne deformacje związane z możliwością rozwoju linii załomu w wysuniętej części płyty (w strefie ściskanej).



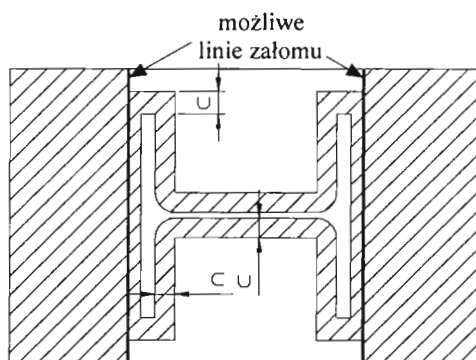
Rys. 5. Mechaniczny model podstawowy słupa

3.2. Reakcje poszczególnych składników połączenia

Poniżej przedstawiono opracowane charakterystyki sprężyn, odpowiadające komponentom węzła przedstawionym na rysunku 5.

• ściskana strefa betonu (sprężyny 3)

W przypadku konstruowania charakterystyki sprężyn 3 symulujących zachowanie się betonu pod płytą użyto idei równoważnej, sztywnej płyty (rys.6), której kształt zbliżony jest do założonego w Eurokodzie EC3 [8]. Na rys.6 pokazano możliwe linie załamów mogące pojawić się wzdłuż spoin łączących półki słupa z blachą podstawy.



Rys. 6. Definicja równoważnej sztywnej płyty

Przyjęta zależność $\sigma - \epsilon$ (napężenie – odkształcenie), pokazana na rys. 7, charakteryzująca zachowanie się ściskanego betonu pod stalową płytą podstawy (w obrębie pasma równoważnej sztywnej płyty), ma paraboliczno – prostokątny przebieg. Paraboliczny kształt części krzywej wynika z korzystnych efektów „ograniczenia” ściskanych partii betonu w stosunku do badań na próbkach kostkowych. Krzywą opisano równaniem :

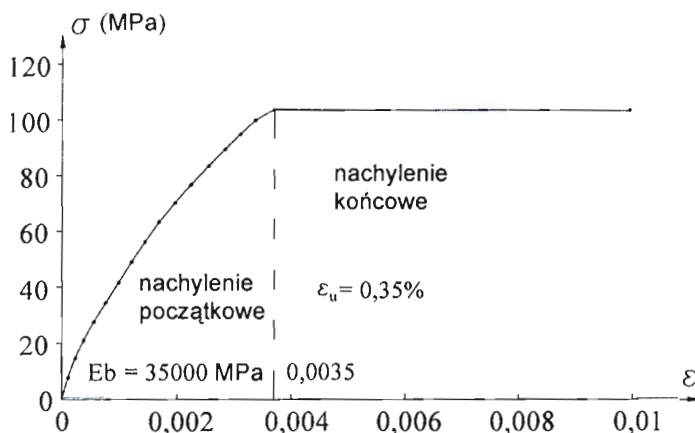
$$\sigma(\epsilon) = \frac{f_j - E_b \cdot \epsilon_u}{\epsilon_u^2} \cdot \epsilon^2 + E_b \cdot \epsilon, \quad (3)$$

gdzie:

f_j – wytrzymałość betonu na ściskanie w połączeniu wg EC3,

E_b – moduł sprężystości Younga dla betonu,

$\epsilon(\epsilon_u)$ – odkształcenie ściskanego betonu (skrócenie graniczne) – rys. 7,

Rys. 7. Zasada $\sigma - \epsilon$ dla betonu ściskanego

Dyskretyzacja kontaktu betonu z płytą jest przeprowadzona z użyciem skończonej liczby sprężyn, z których każda odpowiada małej części strefy kontaktu (w przeprowadzonej analizie przyjęto około 100 części). Dla ustalenia zależności $F_i - \delta_i$ (siła w sprężynie – skrócenie) dla poszczególnej sprężyny korzysta się ze związków:

$$\begin{aligned} F_i &= \sigma \cdot \Omega_i, \\ \delta_i &= \epsilon \cdot h, \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie:

$F_i, \delta_i, \sigma, \epsilon$ – jak wyżej,

Ω_i – powierzchnia betonu odpowiadająca sprężynie,

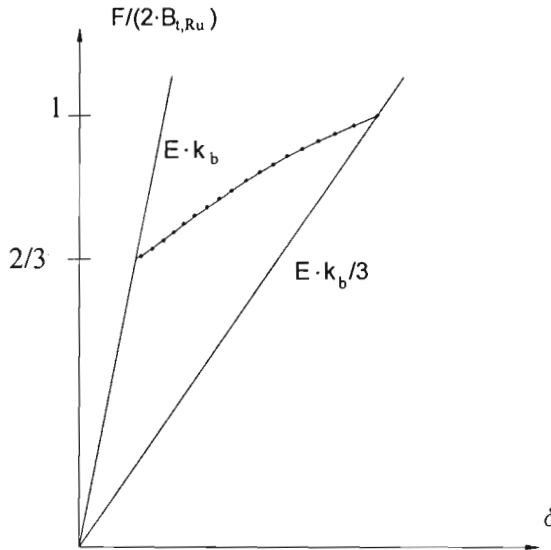
h – wysokość betonowej podpory,

Przez połączenie równań (3 i 4) uzyskuje się zależności $F_i - \delta_i$ jak niżej:

$$F_i(\delta_i) = \Omega_i \left[\frac{f_i - E_b \cdot \epsilon_u}{\epsilon_u^2} \cdot \left(\frac{\delta_i}{h} \right)^2 + E_b \left(\frac{\delta_i}{h} \right) \right], \quad (5)$$

- rozciągane zakotwienia i zginana płyta podstawy (sprężyny 2)

W przypadku sprężyn 2, symulujących zachowanie się układu złożonego z rozciąganych śrubowych zakotwień i zginanej płyty, dokonuje się osobno określenia charakterystyk zachowania się każdego składnika, a następnie sumuje się uzyskane zależności.



Rys. 8. Zasada zachowania się rozciąganych zakotwień śrubowych

Zachowanie się rozciąganych zakotwień jest modelowane zgodnie z zasadą zilustrowaną na rys. 8. Jej format jest podobny do zasady przyjętej w Aneksie J. EC3. Przedstawiona krzywa opisana jest równaniem:

$$\begin{cases} F = E \cdot K_b \cdot \delta & \text{dla } F \leq \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot B_{t,Ru}, \\ F = E \cdot K_b \cdot \left(1,5 \cdot \frac{F}{2 \cdot B_{t,Ru}} \right)^{-2,7} \cdot \delta & \text{dla } \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot B_{t,Ru} < F < 2 B_{t,Ru}, \end{cases} \quad (6)$$

gdzie:

$$K_b = \frac{2 A_s \cdot E}{L_b} \text{ -- współczynnik sztywności sprężystej śruby,}$$

- A_s – przekrój czynny śruby,
 L_b – swobodna długość zakotwienia (przy śrubach fajkowych przyjmowana od początku krzywizny haka do środka nakrętki),
 E – moduł Younga dla stali,
 F – siła działająca w śrubie,
 δ – wydłużenie śruby,
 $2B_{t,Ru}$ – wytrzymałość na rozciąganie rzędu śrub (tutaj 2 śrub).

Zachowanie zginanej płyty jest modelowane w bardziej złożony sposób. Zależność $F - \delta$ wyrażona jest w postaci:

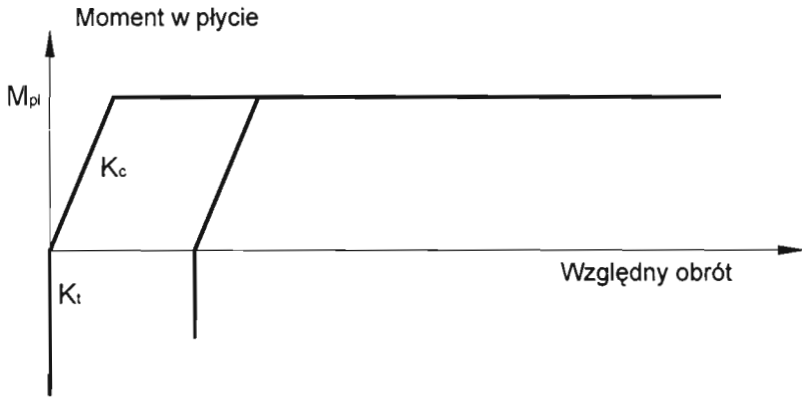
$$F = \frac{E \cdot (K_p - K_{p,post-limit}) \cdot \delta}{\left[1 + \left[\frac{E \cdot (K_p - K_{p,post-limit}) \cdot \delta}{F_{Rp}} \right]^c \right]^{\frac{1}{c}}} + E \cdot K_{p,post-limit} \cdot \delta \leq F_{Ru}, \quad (7)$$

gdzie:

- $K_p = \frac{E \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{2m_x^3}$ – współczynnik sztywności sprężystej płyty dla układu z czterema śrubami (po dwie śruby po zewnętrznych stronach półek słupa),
 l_{eff} – długość efektywna zastępczego teownika wg EC3,
 t_p – grubość płyty podstawy,
 m_x – odległość osi śrub od półki słupa,
 $K_{p,post-limit} = \frac{1}{20} K_p$ (w przypadku połączenia z czterema śrubami jw.) – współczynnik sztywności pozalimitowej w/g Aneksu [6],
 F_{Rp} – pseudoplastyczna nośność układu „śruba – płyta” wg Aneksu [6],
 F_{Ru} – wytrzymałość na rozciąganie śruby,
 $c = 1,5$ – współczynnik kształtu krzywej (w przypadku dwuteowego słupa).

Wypadkowa charakterystyka układu „śruby + płyta” jest sumą obu zależności (6) i (7).

Pracę obrotowej sprężyny 4 w strefie ściskanej (rys. 5), symulującej podłużny przegub plastyczny tworzący się w wystającej części płyty wzdłuż półki słupa, charakteryzuje zasada doskonale sprężysto-plastycznego zachowania się, przedstawiona na rys. 9. Sztywność obrotową sprężyny K_t (dla części rozciąganej) przyjęto tu jako ∞ , ponieważ deformację tej części płyty rozpatrzono powyżej.



Rys. 9. Zasada zachowania się obrotowej sprężyny płyty (układ z czterema śrubami kotwiącymi)

Wartości M_{pl} i K_c opisujące przebieg charakterystyki sprężyny (rys. 9) wynoszą odpowiednio:

$$M_{pl} = \frac{b_p \cdot f_{yp} \cdot t_p^2}{4}; \quad K_c = \frac{E \cdot b_p \cdot t_p^2}{12}, \quad (8)$$

gdzie :

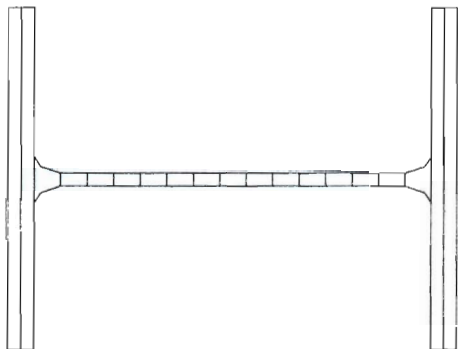
- b_p – szerokość płyty ,
- f_{yp} – granica plastyczności stali płyty ,
- t_p – grubość płyty,

Zastosowanie założenia według rysunku 9 w kontekście obserwacji eksperymentalnych wykazuje, że powoduje ono znaczne przeszacowanie energii deformacyjnej płyty. Lepszą zbieżność wyników daje przyjęcie K_c i M_{pl} równych zero (tj. charakterystyk doskonałego przegubu).

• przekrój słupa (sprężyny 1)

Na rys.10 pokazano sposób, na podstawie którego poprzeczny przekrój słupa został zdyskretyzowany w mechaniczny model. Każdej małej części przekroju odpowiada sprężyna, której sztywność i nośność są proporcjonalne do powierzchni jaką reprezentuje. Przyjęto idealnie sprężysto-plastyczny model zachowania się stali. Przyjęto, że długość sprężyn jest równa odległości pomiędzy stalową płytą podstawy a czujnikiem pomiaru kąta obrotu trzonu słupa (równoległe z badaniami eksperymentalnymi zbudowano model mechaniczny). Czujnik umieszczono w prze-

kroju słupa w odległości 150mm od powierzchni fundamentu. Pozwalało to porównać wyniki badań teoretycznych i eksperymentalnych.



Rys. 10. Dyskretyzacja przekroju poprzecznego słupa

3.3. Procedura złożenia modelu

Wykorzystując przedstawione wyżej indywidualne charakterystyki zachowania się komponentów połączenia z rys. 5, oraz opierając się na schemacie i na oznaczeniach z rys. 11, zapisano 6 równań równowagi, które umożliwiają wyznaczenie sześciu niewiadomych: u , v , φ , θ , γ_b , γ_c definiujących stan deformacji układu. Równania te wyrażają pionową i obrotową równowagę przedstawionych na rysunku 11 czterech stref modelu (od 1 do 4 – odpowiednie sprężyny i , j , m , l), poddanego działaniu zewnętrznych obciążeń momentem M i siłą N .

Równowagę strefy 1 (części reprezentującej profil słupa) zapisano w postaci układu:

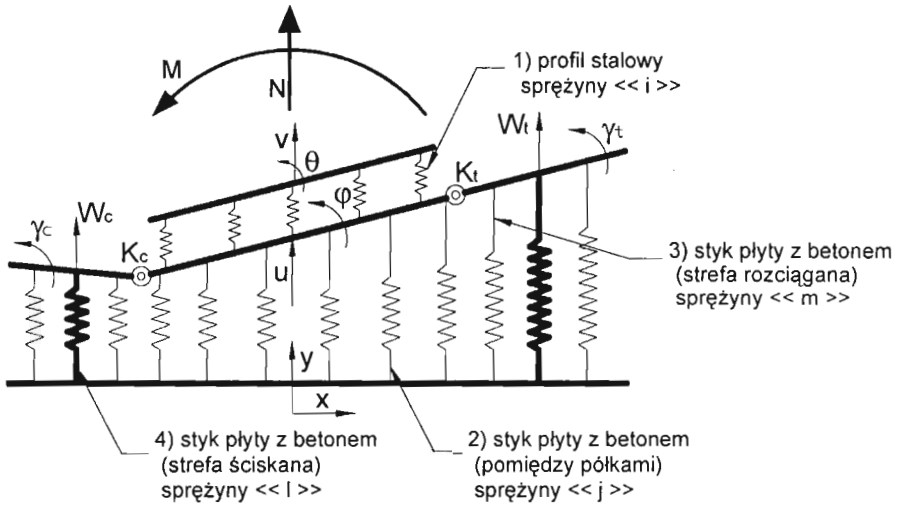
$$\begin{aligned} N + \sum_i F_i &= 0, \\ M + \sum_i F_i \cdot x_i &= 0, \end{aligned} \quad (9)$$

gdzie: F_i – oznacza siłę osiową w sprężynie „ i ” o odciętej „ x_i ”.

Pionową równowagę dolnej części modelu (stref 2,3,4) zapisano równaniem:

$$-\sum_i F_i + \sum_j F_j + \sum_l F_l + \sum_m F_m = 0, \quad (10)$$

gdzie: F_j , F_m , F_l – oznaczają odpowiednie siły w sprężynach stref 2, 3, 4.



Rys. 11. Schematyczne przedstawienie mechanicznego modelu

Wartości sił F_i , F_j , F_m , F_l wynoszą odpowiednio:

$$F_i = K_i(v_i - u_i), F_j = K_j \cdot u_j, F_m = K_m \cdot w_l, F_l = K_l \cdot w_c, \quad (11)$$

gdzie:

K_i, K_j, K_m, K_l – są sztywnościami sprężyn w strefach i, j, m, l , zaś:
 v_i, u_i, w_l, w_c – to wydłużenia sprężyn określone na podstawie rys. 11 funkcjami:

$$v_i(x_i) = v + \Theta \cdot x_i \quad \text{– dla strefy 1,}$$

$$u_j(x_j) = u + \varphi \cdot x_j \quad \text{– dla strefy 2,}$$

$$w_l(x_m) = u + \lim_l \cdot \varphi + (x_m - \lim_l) \gamma_l \quad \text{– dla strefy 3,} \quad (12)$$

$$w_c(x_l) = u + \lim_c \cdot \varphi + (x_l - \lim_c) \gamma_c \quad \text{– dla strefy 4,}$$

gdzie:

x_j, x_m, x_l – są odcięciami sprężyn „j”, „m”, „l”, a $\lim_{l(c)}$ oznacza odcięta sprężyn giętych 4 w rozciąganej (K_l) i ściskanej (K_c) strefie,

Wprowadzenie odpowiednich zależności z układu (12), które określają wydłużenia sprężyn do wzorów (11) opisujących siły F w strefach, a następnie odpowiednich wartości sił F do zależności (9 i 10) umożliwia przedstawienie 3 równań równowagi w ostatecznej formie.

Trzy pozostałe równania otrzymuje się poprzez wyrażenie równowagi obrotowej, dla każdej z trzech dolnych stref (2, 3, 4) – rys. 11. Równania przyjmują postać:

- dla strefy 2 (sprężyny „j”)

$$\sum_j F_j \cdot x_j - \sum_i F_i \cdot x_i - M_c + M_t + \sum_m F_m \cdot (x_m - \lim_t) + \sum_l F_l (x_l - \lim_c) = 0, \quad (13)$$

- dla strefy 3 (sprężyny „m”)

$$M_t + \sum_m F_m \cdot (x_m - \lim_t) = 0, \quad (14)$$

- dla strefy 4 (sprężyny „l”)

$$M_c + \sum_l F_l (x_l - \lim_c) = 0, \quad (15)$$

gdzie:

M_t i M_c (momenty działające w obrotowych sprężynach – rys. 5, 11) wynoszą:

$$M_c = K_c(\varphi - \gamma_c) \geq 0 \text{ i } M_t = K_t(\gamma_t - \varphi) \geq 0, \quad (16)$$

zaś:

K_c i K_t są sztywnościami (tych sprężyn) opisanymi wcześniej (rys. 9).

Wartości niezbędnych sił $F_{i,j,m,l}$ wyznacza się jw. wg zależności (11); pozostałe oznaczenia – jak poprzednio.

Pominięto zapis ostatecznych postaci omawianych równań równowagi ze względu na ich obszerną formę. Są one dostępne w opracowaniu [6]. Ostateczna postać sześciu równań równowagi z sześcioma niewiadomymi: $u, v, \varphi, \theta, \gamma_t, \gamma_c$ może być przedstawiona w formie macierzy (17). Należy zauważyć, że „chwilowe” sztywności K każdej ze sprężyn są stycznymi do krzywych charakteryzujących nieliniowe zachowanie odpowiedniego komponentu. Zmieniają się one wraz ze wzrostem obciążenia przykładanego do węzła. W konsekwencji krzywa podatności $M - \phi$ całego połączenia musi być konstruowana krok po kroku przez wprowadzanie kolejnych przyrostów obciążeń w zbudowanym modelu i szacowanie odpowiednich, powstających deformacji. To wymaga, na każdym poziomie obciążenia, rozwiązania układu nieliniowych równań przedstawionych w przyrostowym formacie. Przyrostowe wyrażenie równań równowagi osiągnięto, przez zastąpienie w sześciu uzyskanych równaniach – wartości przemieszczeń $u, v, \varphi, \theta, \gamma_c, \gamma_t$ i zewnętrznych obciążeń M, N przez ich przyrosty „ Δ ” – macierz (17)

$$[K] \cdot \begin{Bmatrix} \Delta v \\ \Delta \theta \\ \Delta u \\ \Delta \varphi \\ \Delta \gamma_c \\ \Delta \gamma_t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

gdzie:

$[K] =$

$$\begin{bmatrix} \Sigma K_i & \Sigma K_i \cdot x_i & -\Sigma K_i & -\Sigma K_i \cdot x_i & 0 & 0 \\ \Sigma K_i \cdot x_i^2 & -\Sigma K_i \cdot x_i & -\Sigma K_i \cdot x_i^2 & 0 & 0 \\ \Sigma K_i + \Sigma K_j + & \Sigma K_i \cdot x_i + \Sigma K_j \cdot x_j + & \Sigma K_i \cdot x_i - & \Sigma K_m \cdot x_m - \\ + \Sigma K_m + \Sigma K_t & + \lim_i \Sigma K_m + \lim_c \Sigma K_t & - \lim_c \Sigma K_t & - \lim_i \Sigma K_m \\ \Sigma K_i \cdot x_i^2 + \Sigma K_j \cdot x_j^2 + K_t - K_c + & \lim_c \Sigma K_i \cdot x_i - & \lim_i \Sigma K_m \cdot x_m - \\ + \lim_i^2 \Sigma K_m + \lim_c^2 \Sigma K_t & - \lim_c^2 \Sigma K_t + K_c & - \lim_i^2 \Sigma K_m + K_t \\ \Sigma K_i \cdot (x_i - \lim_c)^2 - & 0 \\ - K_c & \Sigma K_m \cdot (x_m - \lim_i)^2 - \\ \text{sym.} & - K_t \end{bmatrix}$$

Poniżej przedstawiono uwagi dotyczące przeprowadzania procedury iteracyjnej umożliwiającej zbudowanie progresywnej krzywej deformacji połączenia słupa z fundamentem.

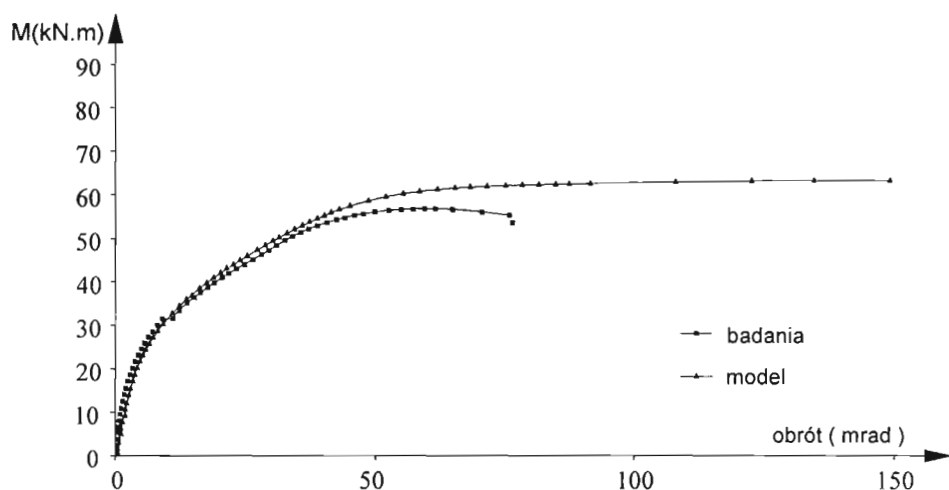
- Rozważa się system w równowadze pod obciążeniem M_i , N_i , z którym związane są przemieszczenia u_i , v_i , ϕ_i , θ_i , γ_{ci} , γ_{ti} . Na początku procesu wszystkie te wartości są równe zeru.
- Jeśli deformacja systemu jest znana, możliwe jest wyznaczenie indywidualnego odkształcenia każdej sprężyny. Z tych deformacji, na podstawie wcześniej podanych zależności ($F - \delta$), można określić sztywność styczną każdej sprężyny.
- Na początku iteracyjnego procesu brak jest jakichkolwiek informacji na temat zachowania się systemu, wobec powyższego przyjmuje się a priori, że wszystkie sprężyny są uaktywnione i ich sztywności są równe sztywności sprężystej.
- Do systemu przykładane są przyrosty obciążeń ΔN_{i+1} i ΔM_{i+1} . Na podstawie wyznaczonych powyżej sztywności stycznych (sprężystych) rozwiązuje się

równanie (17) w celu uzyskania sześciu przyrostów przemieszczeń $\Delta u_{i+1}, \dots, \Delta \gamma_{i+1}$, które dodawane są do wartości już policzonych.

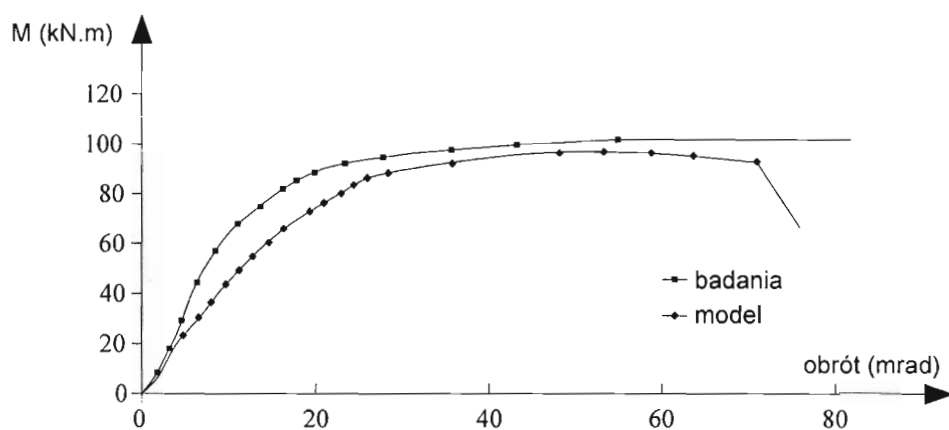
- Dla tego nowego zdeformowanego stanu szacowane są siły działające w poszczególnych sprężynach. Z powodu linearyzacji równań równowagi wypadkowe tych sił nie są dokładnie równoważne przyłożonym obciążeniom – momentowi i sile osiowej. Różnice pomiędzy tymi wartościami określa się mianem „sił nierównowagi”.
- Dla wyeliminowania niedokładności równanie (17) rozwiązuje się ponownie przez zastąpienie ΔN_{i+1} i ΔM_{i+1} przez odpowiednie wartości tych różnic. Otrzymane, nowe wartości przemieszczeń są znowu dodawane do poprzednich, a procedura iteracyjna jest powtarzana aż ww. „siły nierównowagi” okażą się wystarczająco małe. W tym momencie stan deformacji układu pod obciążeniem $N_i + \Delta N_{i+1}$ i $M_i + \Delta M_{i+1}$ zostaje określony.
- Następnie, wprowadzany jest nowy przyrost obciążeń i kolejne kroki procesu iteracji są kontynuowane aż do osiągnięcia zniszczenia modelu, tzn. do sytuacji, kiedy system równań osiąga punkty osobliwe, rozchodzi się lub wymaga zbyt wielu iteracji do osiągnięcia zbieżności, albo obserwowane przemieszczenia są zbyt duże.

3.4. Porównanie wyników teoretycznych z badaniami eksperymentalnymi

Na rys. 12, 13 przedstawiono porównanie teoretycznych krzywych $M(\phi)$ uzyskanych na podstawie opisanego modelu mechanicznego z wynikami badań eksperymentalnych (towarzyszących budowie tego modelu) – dla 2 z 12 wykonanych eksperymentów PC.2.15.600 i PC.4.15.1000 (symbole liczbowe oznaczają: układ z 2 śrubami w osi mocnej lub dwiema parami śrub (4) poza obrysem trzonu dwuteowego słupa w wysuniętych półkach blachy podstawy, grubość blachy t w mm, wartość siły osiowej N w kN). Porównania pozostałych 10 wyników są zamieszczone w opracowaniu [6]. Analiza porównania przedstawionych jak i pozostałych rezultatów wykazuje dobrą zgodność modelu mechanicznego i badań. Powody drobnych rozbieżności wyjaśniają obserwacje poczynione w trakcie testów w kontekście założeń konstrukcyjnych modelu teoretycznego.



Rys. 12. Porównanie badań i mechanicznego modelu. Test PC2.15.600



Rys. 13. Porównanie badań i mechanicznego modelu. Test PC4.15.1000

Podsumowanie

Przedstawione w opracowaniu dwa modele obliczeniowe (analityczny i mechaniczny) umożliwiają teoretyczną ocenę podatności $M(\phi)$ połączeń stalowego słupa z fundamentem. Pionierski model analityczny umożliwia ocenę krzywej na podstawie pięciu charakteryzujących ją punktów, których współrzędne (M, ϕ) od-

powiadają górnym granicom wyodrębnionych pięciu faz naprężeń w betonie fundamentu pod blachę podstawy. Bardziej skomplikowany, ale jednocześnie znacznie dokładniejszy model mechaniczny uwzględnia nieliniowe zachowanie głównych komponentów połączenia (włączając dolną część trzonu słupa) i dzięki iteracyjnej procedurze pozwala poprawnie symulować nieliniowy przebieg krzywej $M(\phi)$, począwszy od pierwszego kroku obciążenia, a skończywszy na zniszczeniu węzła.

Literatura

- [1] Bródka J., Ligocki I.: *Nośność połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem – tło eksperymentalne i teoretyczne*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 18/1998.
- [2] Ligocki I.: *Nośność podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003.
- [3] Ligocki I.: *Sztywność podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003.
- [4] Ligocki I.: *Badanie podatnych połączeń słupa z fundamentem w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych stanowiska i elementów próbnych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 26/2005.
- [5] Ligocki I.: *Istota, przebieg i analiza wybranych wyników badań eksperymentalnych nad podatnymi połączeniami słupa z fundamentem*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 26/2005.
- [6] Guisse S., Vandegans D., Jaspert J.-P.: *Application of the component method to column bases-experimentation and development of a mechanical model for characterization*, Research Centre of the Belgian Metalworking Industry, MT195, December 1996, Steel Construction Department.
- [7] Wald F.: *Column Bases*. Ceske Vysoke Ucení technické, Praha, 1995.
- [8] Eurokod 3: *Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints*.
- [9] Bródka J., Kozłowski A.: *Sztywność i nośność węzłów podatnych*, Monografia, Białystok-Rzeszów, 1996.
- [10] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: *Structural Steel Semirigid Connections. (Theory, Design and Software)*, CRC Press, Boca Raton, London, New York, Washington, D.C.

- [11] Salmon C.G., Schenker L., Johnston G.B.: Moment-Rotation Characteristics of Column Anhorages. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.81, ST4, April 1955.

THE METHODS OF DETERMINE OF THE FLEXIBILITY OF THE COLUMN – TO FOUNDATION CONNECTIONS

Summary: The short reminder of the essence of the flexible connection and of the mathematical interpretation of the problem in the form of flexibility curve was run at the elaboration. The methods of predicting of the curves with taking into consideration of their division are displayed. Two choosen ways of receiving of the rotational characteristics of the flexible column – to foundation connection was discussed. The particular attention was concentrated on the mechanical model, which has not been widely discussed in the national literature until now.

Key words: the column – to foundation connections, flexibility, the flexibility determine methods.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/2/04.

Waldemar Łupiński*

Pozyskanie gruntów pod inwestycje budowlane w świetle przepisów prawnych

Streszczenie: W artykule przedstawiono w sposób zwięzły zarys najczęściej spotykanych w praktyce problemów, związanych z pozyskaniem gruntów pod inwestycje budowlane. Mają one szczególne znaczenie dla sprawnego rozpoczęcia prac projektowych i realizacyjnych, od czego niejednokrotnie zależy powodzenie całej inwestycji.

Słowa kluczowe: planowanie przestrzenne, scalanie gruntów

Wstęp

Zgodnie z ustawą z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane [3] każdy obiekt budowlany (budynek, budowla, obiekt małej architektury) jest trwale związany z gruntem. Ustawa wprowadza też pojęcie tymczasowego obiektu budowlanego – ale tu też zauważyć można, że taki obiekt nie może funkcjonować w oderwaniu od przynajmniej czasowego powiązania obiektu z gruntem (wymienia się tu jako przykładowe: strzelnice, kioski uliczne, pawilony sprzedaży ulicznej i kioski wystawowe, przekrycia namiotowe i powłoki pneumatyczne, urządzenia rozrywkowe, barakowozy, obiekty kontenerowe).

Grunt zatem jest elementem nieodzownym dla każdej inwestycji budowlanej, a stanowiąc jej oparcie staje się jednocześnie czynnikiem współtworzącym obiekt budowlany.

* Zakład Geodezji Inżynierskiej, Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Do prawidłowego funkcjonowania inwestycji nie wystarczy nigdy tylko fragment gruntu odpowiadający powierzchni budowli w rzucie, ponieważ każda budowla stanowi nieodłączną całość z infrastrukturą techniczno-użytkową w otoczeniu obiektu (urządzenia uzbrojenia terenu, komunikacja, tereny zieleni bezpośrednio przylegające do inwestycji itp.)

1. Ograniczenia w dysponowaniu gruntami

Jedną z cech charakteryzujących grunt (pojmowany jako grunt zgodnie z ustawą o gospodarce nieruchomościami [4]) jest jego niepomnażalność. Znaczy to, że zasób terenów jakimi dysponujemy na realizację odpowiednich zamierzeń budowlanych powinien być jak najlepiej wykorzystany.

Inwestycje budowlane powinny być więc tak lokalizowane, aby jak najefektywniej spożytkować walory terenów (biorąc chociażby pod uwagę ich uzbrojenie), jak również, aby nie kolidowały one z obiektami istniejącymi, wprowadzając uciążliwość sąsiedztwa. Zagadnienia optymalizacji i ukierunkowania rozwoju przestrzennego terenów reguluje ustawa o zagospodarowaniu przestrzennym [6]. Wprowadza ona instytucję miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego jako dokumentu prawnego ustalającego przeznaczenie i zasady zagospodarowania terenu na szczeblu gminy, a także instytucję decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania nieruchomości, gdy w odniesieniu do jakiegoś terenu nie ma miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego.

Ustawa ta włącza sprawy ustalenia przeznaczenia i zasad zagospodarowania terenu do zadań własnych gminy. Powołuje się też na czelne i centralne organy władzy państwowej jako odpowiedzialne za kształtowanie polityki przestrzennej państwa.

Każda decyzja o pozwoleniu na budowę, zgodnie z [3], wymaga dołączenia szeregu dokumentów, w tym dokumentu stwierdzającego zgodność zamierzeń inwestycyjnych z miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego lub decyzją o warunkach zabudowy i zagospodarowania nieruchomości.

Ograniczenia w swobodnym dysponowaniu gruntów wprowadza też ustawa o ochronie gruntów rolnych i leśnych [5]. Za pomocą wysokich opłat za wyłączenie gruntów spod produkcji rolniczej zniechęca ona inwestorów do zajmowania terenów szczególnie cennych z rolniczego punktu widzenia (o wysokiej wartości bonitacyjnej).

2. Prawo do dysponowania nieruchomością

Zgodnie z ustawą Prawo budowlane [3] prawo do dysponowania nieruchomością na cele budowlane jest to „tytuł prawny, wynikający z prawa własności, użytkowania wieczystego, zarządu, ograniczonego do wykonywania robót budowlanych”. Przedstawienie wspomnianego tytułu prawnego jest niezbędne organowi gminy do wydania decyzji o pozwoleniu na budowę, rozpoczynającej w sensie prawnym proces budowlany. Jeśli położenie inwestycji wymaga ściśle określonego położenia, a inwestor nie ma prawa do dysponowania nieruchomością, należy je nabyć i usankcjonować prawnie w formie aktu notarialnego.

Odnalezienie właściciela nieruchomości najprościej jest przeprowadzić korzystając z baz danych ewidencji gruntów i budynków [2], [7]. Ewidencja ta prowadzona jest obecnie przez starostwa powiatowe lub, na ich zlecenie, przez gminy. Niezbędne minimum informacji zawarte w części kartograficznej ewidencji to numer działki lub działek oraz nazwa lub numer obrębu ewidencyjnego. Dzięki tym informacjom można odnaleźć dane odnośnie do właściciela nieruchomości, przy spełnieniu wymogów przepisów o ochronie danych osobowych.

3. Scalenie pod skoncentrowane budownictwo jednorodzinne

Wadliwy przebieg granic stanu władania, blokujący rozwój przestrzenny miast i uniemożliwiający wykorzystanie terenów pod budownictwo mieszkaniowe jest powodem istnienia instytucji scalenia i podziału pod skoncentrowane budownictwo jednorodzinne [4],[8].

Dzięki postępowaniu scaleniowemu dokonuje się przebudowy przestrzennej przebiegu granic władania, wydzielone w wyniku procesu komasacji działki posiadają odpowiednie walory geometryczne do realizacji odpowiednich obiektów budowlanych (zwykle w zabudowie jednorodzinnej wolno stojącej, bliźniaczej lub szeregowej).

Dodatkowym atutem scaleń jest to, że uczestnicy scalenia (właściciele nieruchomości na danym terenie) otrzymują pełną dokumentację prawną z założeniem ksiąg wieczystych włącznie, co porządkuje problemy własności na określonym terenie i upraszcza formalności przy ewentualnej sprzedaży nieruchomości.

Proces scaleń pod skoncentrowane budownictwo jednorodzinne jest efektem pewnego szczególnego przeniesienia funkcjonującego na obszarach Polski od XIII

wieku przypadku scaleń gruntów rolnych i leśnych (obecnie prowadzonego w trybie ustawy [1]). Należy tu jednak wskazać na dużą przydatność ustawy [1] w realizowaniu wytycznych zawartych w miejscowych planach zagospodarowania przestrzennego w kontekście pozyskania terenów na tzw. cele społeczne. Dzięki potrąceniom na cele społeczne realizowanym w trybie ustawy [1] oraz posiadaniu zasobu gruntów Skarbu Państwa objętego obszarem scalenia, możemy dokonywać przeobrażeń przestrzennej struktury stanu władania, ukierunkowanych na polepszenie możliwości realizacji inwestycji budowlanych na danym terenie. Obecnie poważne szanse na rozwój przestrzenny generowany masową realizacją scaleń stwarzają środki unijne, ukierunkowane na wsparcie rozwoju obszarów wiejskich.

4. Wywłaszczenia nieruchomości

Zgodnie z [4] „wywłaszczenie nieruchomości polega na pozbawieniu albo ograniczeniu, w drodze decyzji, prawa własności, prawa użytkowania wieczystego lub innego prawa rzeczowego na nieruchomości”. Wywłaszczenie może być dokonywane tylko na ważne cele publiczne, jeśli nie mogą być one zrealizowane w inny sposób.

Wszczęcie postępowania wywłaszczeniowego następuje, gdy nie odnosi sukcesów próba wykupienia gruntu na drodze pertraktacji.

Instytucja wywłaszczenia jest szczególnie potrzebna przy pozyskiwaniu gruntów pod inwestycje o charakterze liniowym (realizacja nowych dróg i poszerzenie już istniejących, pod trasy kanałów itp.) bądź dużych inwestycji powierzchniowych (przygotowanie gruntów pod tereny zalewowe, duże zakłady przemysłowe itp.).

Wywłaszczenie może być dokonane tylko na rzecz gminy lub Skarbu Państwa „za słusznym odszkodowaniem”. Aktem prawnym zamykającym postępowanie jest decyzja o wywłaszczeniu nieruchomości, która powinna zawierać między innymi ustalenie, na jakie cele nieruchomość zostaje wywłaszczona. Niepodjęcie prac związanych z celami wywłaszczenia po upływie 7 lat od uprawomocnienia się decyzji stanowi podstawę do ubiegania się przez wywłaszczonych o zwrot nieruchomości.

5. Prawne granice nieruchomości

Po uregulowaniu zagadnień prawnych dotyczących praw do dysponowania nieruchomością na cele budowlane, niezbędne jest wyznaczenie punktów granicznych nieruchomości na gruncie. Choć przepisy prawa nie dają jasnych zaleceń w tej materii, to – jeśli nieruchomość mająca być przedmiotem inwestycji nie została wyodrębniona geodezyjnie (załamania linii granicznych nie zostały trwale zastabilizowane słupkami granicznymi lub w inny jednoznaczny sposób, w trybie podziału, scalenia, wznowienia punktów granicznych lub rozgraniczenia [2], [8], [9], [10]) – należy czynności wznowienia punktów granicznych lub rozgraniczenia zlecić uprawnionej jednostce wykonawstwa geodezyjnego [2]. Uporządkuje to stan prawny na gruncie, zmniejszy prawdopodobieństwo omyłek w tyczeniu realizacyjnym i zminimalizuje wystąpienie przypadku budowy na cudzym gruncie.

Podsumowanie

Pozyskanie gruntów pod inwestycje budowlane staje się zadaniem coraz bardziej złożonym, głównie z uwagi na kurczenie się zasobu gruntów wokół aglomeracji miejskich (gdzie koncentruje się dziś proces inwestycyjny) oraz komercjalizację terenów budowlanych w centrach miast (generowane wysokimi cenami gruntów). Kolejnym czynnikiem jest wzrost świadomości społecznej w zakresie ochrony środowiska, wzrost wartości prawa własności nieruchomości itp. Nie bez znaczenia są też inwestycje ostatnich lat w zakresie tras szybkiego ruchu i autostrad, zakłócające strukturę powierzchniową i przestrzenną gospodarstw rolnych [11]. Najprawdopodobniej już wkrótce będą one wymagały dużych nakładów na przebudowę stanu władania danego terenu połączoną z pozyskaniem gruntu pod trasę.

Literatura

1. Ustawa z dnia 26 marca 1982r. o scalaniu i wymianie gruntów (t.j. Dz. U. z 2003r. Nr 178 poz. 1749)
2. Ustawa z dnia 17 maja 1989r. Prawo geodezyjne i kartograficzne (Dz. U. z 1989r. Nr 30, poz. 163)
3. Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (Dz. U. z 1994r. Nr 89, poz. 414)

4. Ustawa z dnia 21 sierpnia 1997r. O gospodarce nieruchomościami (Dz. U. z 1997r. Nr 115, poz. 741)
5. Ustawa z dnia 3 lutego 1995r. O ochronie gruntów rolnych i leśnych (Dz. U. z 1995r. Nr 16, poz. 78)
6. Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. O zagospodarowaniu przestrzennym (Dz. U. z 1994r. Nr 89, poz. 415)
7. Rozporządzenie Ministrów Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa oraz Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej z dnia 17 grudnia 1996 w sprawie ewidencji gruntów i budynków (Dz. U. z 1996r. Nr 158, poz. 813)
8. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 17 lutego 1998 w sprawie trybu dokonywania podziałów nieruchomości oraz sposobu sporządzania i rodzajów dokumentów wymaganych w tym postępowaniu (Dz. U. z 1998r. Nr 25, poz. 130)
9. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 24 marca 1998 w sprawie wykonywania przepisów dotyczących scalania i podziału nieruchomości (Dz. U. z 1998r. Nr 44, poz. 262) oraz Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 4 maja 2005 w sprawie scalania i podziału nieruchomości (Dz. U. z 2005r. Nr 86 poz. 736)
10. Zarządzenie Ministrów Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa oraz Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej z dnia 5 sierpnia 1996 w sprawie rozgraniczania nieruchomości (Monitor Polski z 1996r. Nr 50, poz. 469)
11. Wasilewska Bożena: *Dezorganizacja terenowej struktury gospodarstw przeciętych trasą szybkiego ruchu na przykładzie wsi Ostrów Kania* Geodezja i Kartografia, tom XLIV, zeszyt 2-3, 1995

THE GAIN OF BUILDING SITE AREA IN THE LIGHT OF LAW REGULATIONS

Summary: In this paper there are presented the most important practical questions associated with the gain of building site area. These problems are meaning of proficiency of start and realization works.

Key words: spatial planning, land consolidation

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/04

Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz*

Bariery wdrażania innowacji w przedsiębiorstwach budowlanych

Streszczenie: Niski poziom innowacyjności polskiej gospodarki jest faktem. Podejmowane próby podniesienia tego poziomu nie przynoszą pożądanych rezultatów. W artykule ukazano główne czynniki determinujące innowacyjność przedsiębiorstw budowlanych. Omówione też zostały wyniki badań pilotażowych pokazujących główne bariery opóźniające wdrażanie innowacji w przedsiębiorstwach budowlanych Podlasia.

Słowa kluczowe: bariery innowacyjności, uwarunkowania wewnętrzne i zewnętrzne.

1. Uwarunkowania wprowadzania innowacji

Dokonująca się transformacja polskiej gospodarki znacząco nie zmniejszyła luki w zakresie poziomu konkurencyjności pomiędzy polskimi przedsiębiorstwami budowlanymi a międzynarodowymi firmami branży budowlanej, działającymi na rynku europejskim. Występuje zatem pilna konieczność wykorzystania nowych, bardziej intensywnych czynników rozwoju, które doprowadziłyby do podniesienia atrakcyjności rynkowej polskich firm budowlanych. Wśród czynników warunkujących wzrost konkurencyjności przedsiębiorstw czołowe miejsce zajmują innowacje.

Chociaż w świadomości kierownictwa wielu polskich przedsiębiorstw budowlanych istnieje potrzeba ciągłego wprowadzania innowacji, to jednak nie znajduje ona bezpośredniego przełożenia na działania praktyczne. Przyczyn tego stanu rzeczy jest wiele. Można do nich zaliczyć m.in. uwarunkowania o charakterze histo-

* Katedra Technologii Organizacji i Ekonomiki Budownictwa, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

rycznym, niedofinansowanie sfery badawczo-rozwojowej, brak systemowych ułatwień dla transferu innowacji do produkcji, brak środków własnych firmy, które można by przeznaczyć na badania, wprowadzania innowacji bądź zakup licencji, wreszcie niezrozumienie sensu dla rozwoju firmy. Poprawiająca się w ostatnich latach sytuacja nie daje jednak wyraźnych symptomów radykalnej zmiany stanu innowacyjności przedsiębiorstw budowlanych.

Każdy innowator spotyka się z dwoma podstawowymi barierami działania. Pierwszą z nich jest bariera myśli. Dotyczy ona sedna badanego problemu i zamyka się w pytaniu: „co zrobić, aby w efekcie doprowadzić do powstania nowatorskiego rozwiązania?”, gwarantującego określone efekty ekonomiczne. Drugą barierą jest wdrożenie już opracowanej innowacji, a w następnej kolejności rozpropagowanie jej i uzyskanie wymiernych korzyści. Niestety, wdrożenie i rozpowszechnienie każdej nowej idei musi się wiązać ze znacznymi kosztami. Obecnie polski system bankowy nie jest przygotowany na finansowanie innowacyjnych, często wysoce ryzykownych przedsięwzięć [2]. Jak uczy praktyka, wiele wspianych odkryć nie jest w stanie „wyjść poza laboratorium i umysły wynalazców” z uwagi na barierę rynkową.

W praktyce występuje wiele barier, które ograniczają innowacyjność polskich przedsiębiorstw. Leżą zarówno po stronie otoczenia przedsiębiorstw, tzw. **bariery zewnętrzne** (niezależne od samego przedsiębiorstwa), jak też w ich wnętrzu, tzw. **bariery wewnętrzne** (nierozzerwalnie związane z samym przedsiębiorstwem). Specyfikacji potencjalnych czynników warunkujących innowacyjność przedsiębiorstw dokonano w tab. 1.

Tabela 1. Specyfikacja barier innowacyjności przedsiębiorstw

Bariery zewnętrzne	Bariery wewnętrzne
niepewna sytuacja polskiej gospodarki i wysokie koszty pracy (podatki i obciążenia ZUS)	brak kapitału na transfer technologii i na modernizację produkcji
biurokracyzm administracji państwowej i nieskuteczna polityka wspierania przedsiębiorczości	niski poziom stosowania technologii, a w szczególności brak wykorzystania CAD
brak dostępu do informacji dotyczących nowych technologii	przestarzały park maszynowy
brak dostępu do nowych technologii wytwarzania	brak odpowiednio wykształconej kadry technicznej
zbyt duża konkurencyjność ze strony firm zagranicznych	trudności przedsiębiorstw w zapewnieniu dobrej kondycji finansowej (brak płynności finansowej oraz zbyt małe zyski)
niekorzystne przepisy prawa pracy	brak kontaktów z partnerami zagranicznymi
niekorzystna polityka władz lokalnych	brak wewnętrznej potrzeby wprowadzania innowacji
brak pomocy z ośrodków doradczych	długi okres wdrażania innowacji

Bariery zewnętrzne	Bariery wewnętrzne
trudność w dostępie do leasingu	nieumiejętne zarządzanie
korupcja	nieprzychylność własnych pracowników wobec innowacji

Źródło: Oprac. wł.

Wśród barier pierwszej grupy ujemnie na innowacyjność wpływa ogólny stan gospodarki, który nie wyzwala w sposób dostateczny sprawnych mechanizmów ssania innowacji przez przedsiębiorstwa. Ograniczony popyt rynkowy również nie generuje wystarczającego zapotrzebowania na technicznie zaawansowane produkty i nie stwarza potrzeby wprowadzania nowości. Bariery wzrostu innowacyjności należy upatrywać również po stronie polityki przemysłowej. Wprawdzie w ostatnich latach wprowadzono w życie wiele programów mających stymulować działalność innowacyjną w przedsiębiorstwach, ale nie doprowadziło to do zasadniczego przełomu we wzroście innowacyjności.

Ponadto w małych i średnich przedsiębiorstwach mogą wystąpić dodatkowo inne czynniki hamujące rozwój zachowań proinnowacyjnych, do których zaliczyć należy:

- utrudniony dostęp do kapitałów inwestycyjnych;
- wysokie obciążenia podatkowe oraz trudności w zdobywaniu środków na bieżącą działalność gospodarczą;
- bariera dochodowa ludzi zmniejszająca popyt na wyroby i usługi;
- niski poziom wiedzy o możliwości wykorzystania pomocy Unii Europejskiej;
- brak strategii rozwoju gospodarczego w gminach;
- nienadążanie właścicieli małych przedsiębiorstw za interpretacją i uwzględnianiem nieustannie zmieniających się przepisów prawa gospodarczego i administracyjnego;
- wzrastające koszty za porady prawne, finansowe, ekonomiczne, techniczne.

2. Źródła informacji o podejmowaniu działalności innowacyjnej w przedsiębiorstwie

Firmy wprowadzające innowacje korzystają z różnych kanałów napływu informacji, które mają pomóc w podjęciu decyzji odnośnie do rodzaju innowacji oraz w wyborze optymalnej strategii wyboru i wdrożenia nowego produktu i technologii. Można je podzielić na dwie kategorie: źródła wewnętrzne oraz źródła ze-

wewnętrzne [1]. Do źródeł wewnętrznych pozyskiwania informacji przez przedsiębiorstwa zaliczyć można własne zaplecze badawczo-rozwojowe, kadrę kierowniczą, służby marketingowe, działy produkcji i sprzedaży, itp.

Zewnętrzne źródła dopływu do przedsiębiorstwa informacji o innowacjach to:

- źródła rynkowe – dostawcy wyposażenia, materiałów, komponentów i oprogramowania, klienci, konkurencyjne przedsiębiorstwa z tej samej branży;
- źródła instytucjonalne – placówki naukowe PAN, jednostki badawczo-rozwojowe, uczelnie wyższe;
- źródła pozostałe – konferencje, spotkania, czasopisma fachowe, targi, wystawy.

3. Ocena stanu wdrażania innowacji w przedsiębiorstwach budowlanych woj. podlaskiego

W I półroczu 2006r. autorzy przeprowadzili pilotażowe badania ankietowe, które miały na celu określenie podstawowych barier utrudniających wdrażanie innowacji w podlaskich przedsiębiorstwach budowlanych. Badaniami objęto firmy budowlane województwa podlaskiego zajmujące się głównie wykonawstwem robót budowlanych i instalacyjnych w zakresie budownictwa mieszkaniowego i przemysłowego. Głównym obszarem ich działania był teren województwa podlaskiego. Dobór próby do badania przeprowadzono w sposób losowy. Operatem losowania była lista firm budowlanych zarejestrowanych w Ewidencji Działalności Gospodarczej woj. podlaskiego. Tą drogą otrzymano próbę badawczą składającą się z 18 firm branży budowlanej. Były to w ok. 95% przedsiębiorstwa małe, zatrudniające do 50 pracowników; pozostałe 5% stanowiły firmy średnie, o zatrudnieniu do 100 osób.

Jak wynika z tab. 2 wszyscy ankietowani wprowadzili w swojej działalności gospodarczej do 2006 roku innowacje usługowe, a połowa z nich wdrożyła innowacje technologiczne i techniczne. Najmniejszą popularnością cieszą się innowacje z zakresu organizacji i zarządzania firmą, którymi zainteresowało się tylko około 16% ankietowanych przedsiębiorstw.

Tabela 2. Wprowadzane innowacje w przedsiębiorstwie do 2006 roku

Rodzaj wprowadzonej innowacji	Liczba przedsiębiorstw, które wprowadziły poszczególne innowacje do 2006r.	Liczba przedsiębiorstw, które planują wprowadzenie poszczególnych innowacji do 2008r.
Innowacje produktowe (np. nowe produkty lub udoskonalenia już istniejących)	33,3 %	33,3 %
Innowacje usługowe (np. nowe usługi lub udoskonalenie już istniejących)	100 %	66,7 %
Innowacje technologiczne (np. nowe lub udoskonalone procesy produkcyjne)	50 %	16,7 %
Innowacje techniczne (np. nowe maszyny i urządzenia)	50 %	66,7 %
Innowacje z zakresu organizacji i zarządzania	16,7 %	50 %

Źródło: Oprac. wł. na podst. przeprowadzonych badań

Połowa spośród ankietowanych podlaskich przedsiębiorstw budowlanych zadeklarowała wprowadzenie w najbliższym czasie innowacji z zakresu organizacji i zarządzania (np. wprowadzenie certyfikatu zarządzania jakością ISO), a 2/3 ankietowanych potwierdziła chęć wdrożenia innowacji usługowych oraz technicznych. Najmniej natomiast planuje się innowacji usługowych i technologicznych. Wyżej wymienione innowacje większość ankietowanych, tj. 66,66%, planuje wprowadzić do końca 2007 roku; pozostali – w roku 2008.

Jak wykazały badania, największą barierą, z którą borykają się badane przedsiębiorstwa budowlane w województwie podlaskim, jest zbyt długi okres zwrotu nakładów na innowacje, co w rezultacie może stać się zgubne dla firmy. W następnej kolejności pojawił się problem ze zdobyciem kapitału na wprowadzenie innowacji, gdyż przedsiębiorstwa nie są w stanie sfinansować zamierzonych przedsięwzięć z własnych środków. Kolejną, trzecią pod względem znaczenia, jest bariera zbyt długiego okresu wdrażania innowacji.

Tabela 3. Bariery wprowadzania innowacji – wewnętrzne

Bariery wprowadzanych innowacji - wewnętrzne	Znaczenie poszczególnej bariery dla przedsiębiorstw (wartość uśredniona)
Brak kapitału	19,2%
Niski poziom stosowanych technologii	3,3%
Brak kapitału na transfer nowych technologii	8,3%
Brak odpowiedniej kadry	9,2%
Długi okres wdrażania innowacji	13,3%

Bariery wprowadzonych innowacji - wewnętrzne	Znaczenie poszczególnej bariery dla przedsiębiorstw (wartość uśredniona)
Zbyt długi okres zwrotu nakładów na innowacje	27,5%
Przestarzały park maszyn	1,6%
Brak wewnętrznych potrzeb wprowadzania innowacji	6,7%
Problem z zapewnieniem płynności finansowej	4,2%
Zbyt małe zyski firmy	6,7%
	Σ 100%

Źródło: Oprac. wł. na podst. przeprowadzonych badań

Według ankietowanych przedsiębiorstw, największym obecnie zagrożeniem, niezależnym od przedsiębiorstwa, powstrzymującym prawie 1/3 wprowadzanych innowacji jest niepewna sytuacja polskiej gospodarki. Wysoki odsetek wskazań zanotowały także wysokie koszty pracy, m.in. wysokie podatki i obciążenia ZUS, które dla ponad 21% przedsiębiorstw są odstraszającą zaporą na drodze do wdrażania innowacji (tab.4). Poważną barierą dla ok. 13% przedsiębiorstw są też biurokratyczne przepisy obowiązujące w administracji państwowej, z którymi innowatorzy stykają się przy załatwianiu spraw formalnych, związanych z wdrażaniem nowych produktów, świadczonych usług, finansowaniem.

Tabela 4. Bariery wprowadzania innowacji – zewnętrzne

Bariery wprowadzonej innowacji - wewnętrzne	Znaczenie poszczególnych barier dla przedsiębiorstw (wartość uśredniona)
Niepewna sytuacja polskiej gospodarki	31,7 %
Wysokie koszty pracy: podatki i obciążenia ZUS	21,7 %
„Biurokracizm” administracji państwowej	13,3 %
Utrudniony dostęp do kapitałów inwestycyjnych	3,3 %
Nieskuteczna polityka wspierania przedsiębiorczości	5,0 %
Brak dostępu do informacji dotyczących nowych technologii	2,0 %
Zbyt duża konkurencja ze strony firm zagranicznych	4,7 %
Ryzyko związane z popytem rynkowym na wprowadzane innowacje	7,5 %
Szybko zmieniające się przepisy prawne	7,5 %
Korupcja	3,3 %
	Σ 100 %

Źródło: Oprac. wł. na podst. przeprowadzonych badań

Jak wykazały badania, 83,3% ankietowanych przedsiębiorstw wprowadziło innowacje, które wg ich oceny są nowością w skali lokalnej (tab. 5). Natomiast połowa spośród badanych określiła swoje wdrożone już innowacje jako nowość tylko dla firmy. Wśród 18 przedsiębiorstw tylko 16,6 % z nich oceniły wprowadzone przez siebie innowacje jako nowość w skali krajowej. Innowacji, które byłyby nowością na skalę europejską czy światową badane podlaskie przedsiębiorstwa budowlane nie wprowadziły.

Tabela 5. Poziom nowoczesności wdrażanych innowacji

Poziom nowoczesności	Liczba przedsiębiorstw dla poszczególnych poziomów nowoczesności
Nowość tylko dla firmy	50,0%
Nowość w skali lokalnej	83,3%
Nowość w skali krajowej	16,6%
Nowość w skali europejskiej	0,0%
Nowość w skali światowej	0,0%

Źródło: Oprac. wł. na podst. przeprowadzonych badań

Podsumowanie

Badania pilotażowe, przeprowadzone na próbie małych i średnich przedsiębiorstw budowlanych, weryfikują poglądy dotyczące innowacyjności przedsiębiorstw branży budowlanej i wskazują na główne bariery wdrażania przez nie innowacji. Wynika z nich, że w grupie tej wszystkie przedsiębiorstwa zetknęły się z innowacjami w najprostszej postaci, wprowadzając je w zakresie świadczonych przez siebie usług. I nie były to nowości na wielką skalę, lecz o znaczeniu co najwyżej lokalnym. W zdecydowanie mniejszym stopniu stać je było na wprowadzanie bardziej skomplikowanych, nowych rozwiązań w zakresie technologii produkcji przy użyciu nowoczesnych maszyn i urządzeń, czy też nowinek z zakresu organizacji i zarządzania.

Ten stan rzeczy wynika z barier jakie napotykają małe i średnie przedsiębiorstwa przy wprowadzaniu innowacji, wśród których dominują niepewność co do stabilizacji naszej gospodarki, obciążenie m.in. wysokimi kosztami pracy, niską efektywnością inwestycji, z powodu zbyt długiego okresu zwrotu nakładów na innowacje. Bez uruchomienia przez państwo mechanizmów wspierających działania proinnowacyjne małe i średnie przedsiębiorstwa budowlane nie poradzą same z wykorzystaniem intensywnych czynników podnoszenia swojej konkurencyjności.

Literatura

1. Poznańska K. Innowacyjność jako źródło przewagi konkurencyjnej polskich przedsiębiorstw. Szkoła Główna Handlowa, Warszawa, 2004
www.centrumwiedzy.komrel.net
2. Raport o innowacyjności gospodarki Polski w 2005 roku. Warszawa, 2005

THE BARRIERS OF INNOVATIONS DEPLOYMENT IN POLISH CONSTRUCTION COMPANIES

Summary: It's a fact that the level of Polish economy innovation is low, moreover any attempts of its improvement don't bring desired results. In the article the main determinants of construction companies' innovation were characterised. Further pilot research outcomes showing the main barriers of innovations deployment in Polish construction companies were described.

Keywords: barriers of innovations, internal and external determinants.

Wiesław Matwiejczuk, Piotr Sidorowicz, Tomasz Matwiejczuk*

Działalność innowacyjna w budownictwie

Streszczenie: Elementem decydującym o przewadze konkurencyjnej, uzyskiwanej na globalnym rynku, jest zakres i tempo wdrażania innowacji. Jest to szczególnie ważne zagadnienie po wejściu Polski do Unii Europejskiej, której przedsiębiorstwa zdecydowanie przewyższają polskie firmy poziomem innowacyjności. W artykule scharakteryzowano znaczenie działań innowacyjnych we współczesnej gospodarce z podkreśleniem sytuacji w budownictwie.

Słowa kluczowe: innowacje, działalność innowacyjna, konkurencyjność

1. Istota innowacji i ich znaczenie we współczesnej gospodarce

Innowacje są obecnie jednym z kluczowych problemów, którymi zajmują się zarówno najwyższe gremia kierownicze państw jak i menedżerowie podmiotów gospodarczych. Znaczenie polityki innowacyjnej wynika z dwóch powodów:

- roli jaką innowacje odgrywają w rozwoju społeczno-ekonomicznym, gdyż we współczesnych gospodarkach rośnie waga innowacji w stosunku do tradycyjnych czynników wzrostu, takich jak ziemia, kapitał i siła robocza;¹

* Katedra Technologii Organizacji i Ekonomiki Budownictwa, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

¹ Ekonomiści oceniają, że aż 2/3 wzrostu gospodarczego krajów rozwiniętych należy łączyć z wprowadzeniem innowacji.

- tzw. zjawiska niedoskonałości funkcji samoregulacyjnej rynku, który sam z siebie, bez wsparcia rządów, nie jest w stanie zapewnić innowacyjności gospodarki na racjonalnym, z punktu widzenia społecznego, poziomie.

Działalność innowacyjna i innowacje stanowią podstawę tzw. *strategii lizbońskiej*, przyjętej przez Radę Unii Europejskiej w marcu 2000 r. na słynnym szczycie w Lizbonie. Celem tej strategii było uczynienie UE – do końca bieżącego dziesięciolecia – najbardziej dynamiczną i konkurencyjną na świecie gospodarką opartą na wiedzy. Za główny środek prowadzący do realizacji tego celu uznano pobudzenie działalności innowacyjnej i badawczo-rozwojowej (B+R). Nie w pełni satysfakcjonujący poziom działalności innowacyjnej uznany został przez Komisję Europejską za główną przyczynę słabego wzrostu produktywności gospodarki UE, niedostatecznego nie tylko w porównaniu ze Stanami Zjednoczonymi czy Japonią, ale także kilkoma innymi krajami pozaeuropejskimi. Problemy te jeszcze bardziej się pogłębiły po rozszerzeniu Unii o dziesięć nowych krajów członkowskich, w których wspomniane bolączki występowały i występują ze znacznie większą ostrością niż w krajach dawnej piętnastki. Promowanie i wspieranie działalności innowacyjnej w różnych dziedzinach gospodarki jest obecnie jednym z głównych celów polityki gospodarczej UE [7].

Unia Europejska w swojej polityce innowacyjnej koncentruje się na trzech aspektach: spójności europejskiej współpracy w dziedzinie nauki i technologii, międzynarodowym wymiarze projektów oraz aspekcie regionalnym. Takie inicjatywy jak: Regionalne Plany Technologiczne (RTP), Regionalne Strategie Innowacyjne (RIS), Regionalne Strategie Innowacji i Technologii oraz Infrastruktury (RITTS) powstały już w ponad 100 regionach unijnych i są ważnym elementem rozwoju tych regionów i całych krajów.

Innowacje wiążą się z wprowadzeniem czegoś nowego, nowatorstwem, reformą, ulepszeniem. Mogą one dotyczyć wszelkich dziedzin i sfer oddziaływań w różnych kierunkach. Innowacyjne są więc wszystkie ulepszenia maszyn i urządzeń, reformy systemów, a także tworzenie zupełnie nowych rzeczy, zjawisk lub wartości. Innowacje mogą dotyczyć zarówno najwyższych technologii, jak i elementów życia codziennego.

W „Leksykonie własności przemysłowej...” innowacja została określona jako nowość, celowo wprowadzona zmiana w technice, organizacji, działalności gospodarczej lub innej sferze ludzkiego życia. „Innowacja techniczna to zmiana konstrukcyjna lub technologiczna albo dotycząca składu substancji, a innowacja organizacyjna to zmiana struktury lub funkcjonowania instytucji, polegająca na zastępowaniu określonych stanów rzeczy innymi, ocenianymi jako postęp w stosunku do stanu istniejącego” [2].

Zatem innowacje mają na celu osiągnięcie zakładanego pozytywnego efektu, za którym kryje się postęp.² Dominującą cechą postępu technicznego są tylko takie zmiany ilościowe lub jakościowe zmiany techniczne, które zapewniają większą efektywność techniczną i ekonomiczną. Postęp techniczny ma miejsce, gdy określona produkcja może być osiągnięta przy mniejszych nakładach czynników, dzięki technicznej zmianie lub jeśli przy tym samym nakładzie czynników może być osiągnięta większa produkcja [2].

Każdy człowiek, jednostka organizacyjna, przedsiębiorstwo, aby mogły się rozwijać i osiągać sukcesy muszą bezwzględnie wprowadzać innowacje. „Innowacje traktuje się dzisiaj jako wyznacznik przyszłych sukcesów przedsiębiorstwa, i przyjmuje, że jeśli chce ono zachować zdolność konkurencyjną, powinno wykazywać co najmniej przeciętny poziom innowacyjności dla danej branży i w porę urzeczywistniać nowe rozwiązania, by szybko oferować nowe, ale niezbyt drogie wyroby” [3].

2. Przejawy działalności innowacyjnej przedsiębiorstw

Działalność innowacyjna to szereg działań o charakterze naukowym (badawczym), technicznym, organizacyjnym, finansowym i handlowym (komercyjnym), których celem jest opracowanie i wdrożenie nowych lub istotnie ulepszonych wyrobów i procesów, przy czym wyroby te i procesy są nowe przynajmniej z punktu widzenia wprowadzającego je przedsiębiorstwa. Niektóre z tych działań są innowacyjne same w sobie, inne zaś mogą nie zawierać elementu nowości, lecz są niezbędne do opracowania i wdrożenia innowacji.

Działalność innowacyjna może być prowadzona przez samo przedsiębiorstwo na jego własnym terenie (wewnątrz firmy) lub może polegać na nabyciu dóbr, usług, w tym usług konsultingowych, bądź wiedzy ze źródeł zewnętrznych (bywa to określane jako nabycie technologii zewnętrznej w postaci materialnej bądź niematerialnej).

Formy przejawu innowacyjności przedsiębiorstwa mogą być różnorodne. Do najbardziej rozpowszechnionych sfer, w których wprowadza się innowacje należy produkcja (innowacje produktowe) oraz technologia (innowacje w dziedzinie technologii). Współcześni autorzy dodają do nich innowacje w systemach zarządzania,

² Postęp techniczny można przyjąć jako proces kierunkowych przemian w technice, w toku którego dokonuje się doskonalenie metod techniki, ich przechodzenie ku formom doskonalszym pod określonym względem konstrukcji lub funkcjonalności przedmiotów lub sposobów postępowania w zakresie oddziaływania na materię.

innowacje w dziedzinie ochrony środowiska, innowacje społeczne. Wszystkie wymienione rodzaje innowacji wywierają określony wpływ na szeroko pojętą konkurencyjność firmy, ale największą rolę mają innowacje produktowe i technologiczne. Wynika to z ich bezpośredniego oddziaływania na zaspokojenie potrzeb odbiorców oraz kształtowanie kosztów, a co za tym idzie, zyskowność firmy. Pozostałe wymienione rodzaje innowacji oddziałują na wyniki działalności pośrednio, wpływając na wysokość kosztów nowych produktów i technologii [5].

Do głównych rodzajów działalności innowacyjnej można zaliczyć następujące rodzaje:

- działalność badawczo-rozwojowa B+R,
- zakup gotowej wiedzy w postaci patentów, licencji, usług technicznych, itp. (tzw. technologia niematerialna)
- nabycie tzw. technologii materialnej, tzn. innowacyjnych maszyn i urządzeń, na ogół o podwyższonych parametrach technicznych, niezbędnych do wdrożenia nowych procesów i produkcji nowych wyrobów.

Nakłady finansowe na działalność innowacyjną, obejmują nakłady na następujące działania:

- prace badawcze i rozwojowe (B+R) związane z opracowywaniem nowych i ulepszonych produktów (innowacji produktowych) i procesów (innowacji procesowych), wykonane przez własne zaplecze rozwojowe (tzw. nakłady wewnętrzne) lub nabyte od innych jednostek (tzw. nakłady zewnętrzne);
- zakup gotowej technologii w postaci dokumentacji i praw (licencji, praw patentowych, ujawnień *know-how*, itp.);
- zakup i montaż maszyn i urządzeń oraz budowa, rozbudowa i modernizacja budynków służących wdrażaniu innowacji;
- oprogramowanie;
- szkolenia personelu związane z działalnością innowacyjną, począwszy od etapu projektowania aż do fazy marketingu; obejmują one zarówno nakłady na nabycie zewnętrznych usług szkoleniowych, jak i nakłady na szkolenie wewnętrzne;
- marketing dotyczący nowych i ulepszonych produktów, czyli wydatki na wstępne badania rynku, testy rynkowe, przystosowanie produktów do wymogów różnych rynków, reklamę, itp., z wyłączeniem nakładów na organizację sieci dystrybucyjnych dla nowych produktów;
- pozostałe przygotowania do wprowadzenia innowacji technicznych, obejmujące w szczególności opracowanie procedur (w tym kontroli jakości), norm, dokumentacji technicznej (specyfikacji), łącznie z testami końcowymi.

P.F. Drucker w swoich rozważaniach o innowacyjności utożsamia innowacje z przedsiębiorczością i przyznaje im główną rolę w rozwoju firmy podając wiele dowodów na to, że udana innowacja stała się źródłem sukcesu firmy [1]. Jednocześnie wiadomo, że nietrafione, źle przygotowane do wdrożenia innowacje mogą okazać się niepowodzeniem i nawet przyczynić się do upadku firmy. Warunkiem skutecznego podnoszenia konkurencyjności przedsiębiorstwa jest rozpoznanie uwarunkowań i mechanizmów tego procesu, a następnie tworzenie i wdrożenie innowacji.

3. Działalność innowacyjna w Polsce

W 2003 roku nakłady na działalność innowacyjną w Polsce, w przedsiębiorstwach liczących powyżej 49 pracujących wyniosły 15,5 mld zł i były wyższe od wartości nominalnej nakładów na innowacje poniesionych w roku 2002 o ponad 1,5 mld zł, przy czym wzrost ten był o 8,4 punktu procentowego niższy niż w 2002 r. (12,0% wobec 20,4%). Jest to kolejny rok zwiększenia nakładów na działalność innowacyjną w przedsiębiorstwach przemysłowych, po okresie spadkowym w latach 2000 i 2001 [6].

Wyraźnie daje się zaobserwować utrzymującą się koncentrację nakładów na działalność innowacyjną w przemyśle w trzech województwach: mazowieckim, śląskim i wielkopolskim. W 2003 roku na te trzy województwa łącznie przypadło 57,2% ogółu nakładów. Udział woj. podlaskiego w wydatkowaniu środków na działalność innowacyjną jest bardzo znikomy, sięgający zaledwie 1,8% ogółu środków.

Głównym rodzajem działalności innowacyjnej polskich przedsiębiorstw pozostają zakupy maszyn i urządzeń technicznych, na które wydatkowano w 2003r. ponad 63% nakładów. Znacznie, bo aż o 33,4% wzrosły nakłady na działalność B+R, stanowiące jeden z ważniejszych (11,1%) składników nakładów na działalność innowacyjną (tab.1). Jest to jednak wciąż wartość bardzo niska w porównaniu z wartością tego wskaźnika odnotowywaną w innych krajach, nie tylko wysoko rozwiniętych.

Tabela 1. Rodzaje działalności innowacyjnej w strukturze nakładów na innowacje w latach 1999-2003

Wyszczególnienie	1999	2001	2002	2003
	w %			
B+R	18,5	10,2	9,3	11,1
Zakup gotowej technologii w postaci dokumentacji i praw	2,3	1,9	3,0	4,8
Nakłady na maszyny i urządzenia techniczne	50,2	54,8	62,8	63,3
Szkolenie personelu związane z działalnością innowacyjną	1,0	0,7	0,2	0,2
Marketing związany z wprowadzeniem innowacji technicznych	3,2	2,8	1,5	1,4

Źródło: Oprac. na podst. [6]

Przedsiębiorstwa w Polsce finansują działalność innowacyjną przede wszystkim ze środków własnych, które stanowiły w 2003 roku ponad 66% ogółu nakładów na działalność innowacyjną. Drugim pod względem wielkości źródłem finansowania był kredyt bankowy, który stanowił w 2003 - 13,7% ogółu. Nieznacznym jest udział państwa we wspieraniu działań innowacyjnych przedsiębiorstw, gdyż środki z budżetu państwa i środki pozyskiwane z zagranicy stanowiły znikomą część ogólnej wartości nakładów. W krajach wysoko rozwiniętych coraz istotniejszego znaczenia w finansowaniu innowacji nabiera kapitał ryzyka, z którego w 2003 roku skorzystały tylko polskie przedsiębiorstwa zatrudniające 250-499 osób, i to w wysokości zaledwie 20,2 mln zł (tab. 2). Z przedstawionych danych statystycznych wynika też, że wprowadzaniem innowacji zajmują się głównie przedsiębiorstwa duże, zatrudniające powyżej 500 pracowników, które partycypują w ok. 60% nakładów na innowacje w polskiej gospodarce.

Jednak z badań prowadzonych przez ASM – Centrum Badań i Analiz Rynku – w obszarze innowacyjności wynika, że najczęściej polskie środowisko biznesowe koncentruje się na rozwiązywaniu bieżących problemów, takich jak: zatrudnienie, walka o rynki, obniżenie poziomu kosztów itp. [8]. Myślenie o innowacjach zostawia się na później, na „lepsze czasy”. Brak zachęt podatkowych, trudne do uzyskania i kosztowne kredyty nie zachęcają do innowacji.

Tabela 2. Nakłady na działalność innowacyjną w przedsiębiorstwach przemysłowych według źródeł finansowania oraz klas wielkości przedsiębiorstw (ceny bieżące w mln zł)

Wyszczególnienie	Ogółem	Środki					
		własne	otrzymane z budżetu Państwa	Pozyskane z zagranicy	Fundusze kapitału ryzyka	kredyty bankowe	pozostałe
Ogółem	15 511,6	10 359,5	114,3	157,4	20,2	2 127,2	2 733,0
Przedsiębiorstwa liczące 50 – 249 pracujących	2 801,3	1976,9	33,0	29,8	-	592,3	169,3
Przedsiębiorstwa liczące 250 – 499 pracujących	3 325,3	2 012,0	16,2	44,1	20,2	627,7	605,1
Przedsiębiorstwa liczące powyżej 499 pracujących	9 385,0	6 370,6	65,1	83,5	-	907,2	1 958,6

Źródło: Oprac. na podst. [6]

4. Procesy innowacyjne w budownictwie

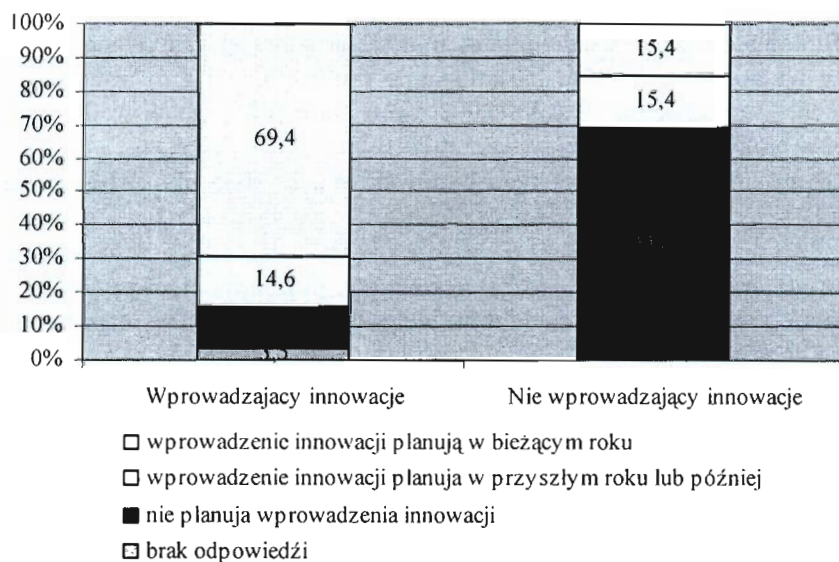
Budownictwo jest ważnym sektorem w europejskiej gospodarce, wnoszącym istotny wkład w jej rozwój, kształtowanie rynku pracy i zrównoważony rozwój społeczno-gospodarczy. W roku 2003 kraje europejskie generowały następujące efekty w budownictwie:

- 910 miliardów euro inwestycji budowlanych, co daje ok. 10% europejskiego PKB;
- 11,8 milionów zatrudnionych co daje ok. 7% całkowitego zatrudnienia i 28% zatrudnienia w przemyśle, szacuje się że 26 milionów pracujących jest zatrudnionych w powiązaniu z sektorem budownictwa, co łącznie daje ok. 22% całkowitego zatrudnienia;
- 2,5 miliona przedsiębiorstw budowlanych, z czego 97% to przedsiębiorstwa z zatrudnieniem poniżej 20 osób;
- 50% światowych kontraktów budowlanych realizuje się przez europejskie firmy budowlane.

Sektor budowlany ma też kluczowy wpływ na zrównoważony rozwój. Zużywa więcej surowców niż inne sektory, ponad 50% całkowitej energii, a procesy i technologie budowlane wpływają na jakość i zachowanie środowiska naturalnego. Budownictwo ma ogromny potencjał dla wzrostu wydajności i produktywności

poprzez poprawę procesów, reengineering oraz lepsze i szersze zastosowanie nowoczesnych technologii. Te szerokie możliwości, są istotne w szczególności w kontekście obecnych, specyficznych potrzeb dotyczących budynków i infrastruktury w Europie, sprowadzających się do konserwacji i modernizacji wielu europejskich obszarów miejskich, podniesienia jakości komfortu mieszkań, zmniejszenia konsumpcji zasobów, w szczególności energii oraz zachowania dziedzictwa kulturowego [4].

Europejskie Badanie Innowacyjności Budownictwa prowadzone przez ASM pokazują, że sytuacja w zakresie innowacyjności w sektorze budowlanym jest dużo trudniejsza niż w innych sektorach gospodarczych. Najważniejszymi czynnikami wpływającymi na podjęcie przez firmy działań innowacyjnych są, podobnie jak w innych sektorach, nowe możliwości rynkowe, wymagania klientów lub działania konkurencji. Natomiast czynniki decydujące to możliwości pozyskania finansowania zewnętrznego, kondycja ekonomiczna przedsiębiorstw i możliwość zabezpieczenia praw autorskich na rynku [8]. W sektorze budowlanym, ponad 50% firm nie interesowało się nigdy badaniami i projektami innowacyjnymi, i te firmy, które dotychczas nie wprowadzały innowacji, nie wykazują skłonności do działań innowacyjnych; stan ten zilustrowano na rys. 1.



Źródło: [8]

Rys. 1. Plany przedsiębiorstw w zakresie wprowadzania innowacji

Zmieniające się środowiska działania polskich przedsiębiorstw budowlanych wymusiły na nich zmianę strategii zarządzania. Kluczową rolę zaczęła odgrywać strategia innowacyjności, w której można wyodrębnić cele mające zapewnić przewagę konkurencyjną na rynku:

- rozszerzenie oferty rynkowej;
- osiągnięcie zadowolenia klienta;
- wzrost jakości oferowanych produktów i usług;
- zapewnienie wysokiej produktywności, realizacja zadań strategicznych firmy;
- utrzymanie personelu o najwyższych kwalifikacjach.

Podsumowanie

Postępujące procesy globalizacyjne oraz zaostrzenie międzynarodowej konkurencji wymusiły na przedsiębiorstwach sięgnięcie po efektywne źródła rozwoju jakimi są innowacje. Budowanie przewagi konkurencyjnej, wynikającej przede wszystkim z innowacyjności i nieustannego postępu technologicznego, nie może odbywać się bez współpracy i określonych związków nauki z działalnością gospodarczą. Działalność gospodarcza uwydatnia konieczność symbiozy nauki i technologii, zwłaszcza w zakresie nauk pośrednich funkcjonujących na styku wiedzy podstawowej i stosowanej.

Obecnie wyzwania polityki innowacyjnej w UE dotyczą przede wszystkim całościowej zmiany przedstawienia innowacji w Unii. Rozszerzenie Unii wpłynęło na znaczną zmianę profilu innowacji, wynikającego z ostrej dysproporcji w poziomie innowacyjności nowych i starych członków Unii. Wiele słabości jest wspólnych, jak np.: niechęć do ryzyka, niedoinwestowanie sfery B+R, a wiele dotyczy tylko nowych krajów: brak koordynacji między polityką innowacyjną a innymi, brak środków finansowych na wdrożenie innowacji. Ważną kwestią jest też brak u pracowników firm specyficznych umiejętności w takich dziedzinach, jak: informatyka i komunikacje technologiczne.

Konieczność poprawy efektywności całego systemu innowacyjnego wymaga stworzenia racjonalnych mechanizmów upowszechniania wiedzy, zarówno krajowej, jak i zagranicznej. Pociąga to za sobą potrzebę lepszego współdziałania wszystkich kluczowych instytucji: rządu, instytucji pozarządowych, instytutów badawczych, uniwersytetów, przedsiębiorstw krajowych i zagranicznych. Realizowanie wymienionych priorytetów rozwoju wymaga zasadniczego zwiększenia roli nauki i zaplecza badawczo-rozwojowego w gospodarce, a także w jednej z jej gałęzi jaką jest budownictwo.

Literatura

1. Drucker P.F. Innowacje i przedsiębiorczość. Praktyka i zasady. PWE, Warszawa, 1992.
2. Leksykon własności przemysłowej pod red. A. Szewca. Zakamycze, Kraków, 2003.
3. Penc J. Innowacje i zmiany w firmie. Agencja Wydawnicza Placet, Warszawa, 1999.
4. Syrda E. J. Szanse i perspektywy polskiego budownictwa w UE. Mat. Konferencji Naukowo Technicznej, Gdańsk 9-11 czerwca 2005r.
5. Sosnowska A., Poznańska K., Łobejko S. Systemy wspierania innowacji i transferu technologii w krajach Unii Europejskiej i w Polsce. Poradnik przedsiębiorcy. Polska Agencja Wspierania Przedsiębiorczości. Warszawa, 2003.
6. www.stat.gov.pl - nauka i technika 2003. Warszawa, GUS 2004.
7. www.pl.wikipedia.org.
8. www.asm-poland.com.pl.

INNOVATIVE ACTIVITIES IN CONSTRUCTION INDUSTRY

Summary: The range and the speed of innovation deployment is the deciding element of competitive advantage on the global market. It is especially important after Polish EU membership in which EU's enterprises surpass Polish companies in terms of innovation level. In the article the importance of innovative activities in the contemporary economy was described with the emphasis on construction industry circumstances.

Keywords: innovation, innovative activities, competitiveness

Jerzy Obolewicz*

Identyfikacja i modelowanie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym

Streszczenie: Współczesne budownictwo jest specyficzną gałęzią przemysłu. W związku z tym, że angażuje znaczne siły ludzkie wymaga nowego podejścia do problematyki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Autor proponuje podejście procesowe, które pozwala identyfikować i modelować zagadnienia bhp w przedsiębiorstwach budowlanych w wymaganym zakresie.

Kluczowe słowa: budownictwo, zarządzanie procesowe, bezpieczeństwo i ochrona zdrowia

Motto:

„Każdy ma prawo do bezpiecznych i higienicznych warunków pracy” – art. 66 Konstytucji RP
„Praca znajduje się pod ochroną Rzeczypospolitej Polskiej. Państwo sprawuje nadzór nad warunkami wykonywania pracy” – art. 24 Konstytucji RP
„Każdy ma prawo do ochrony zdrowia” – art. 68 Konstytucji RP

Wstęp

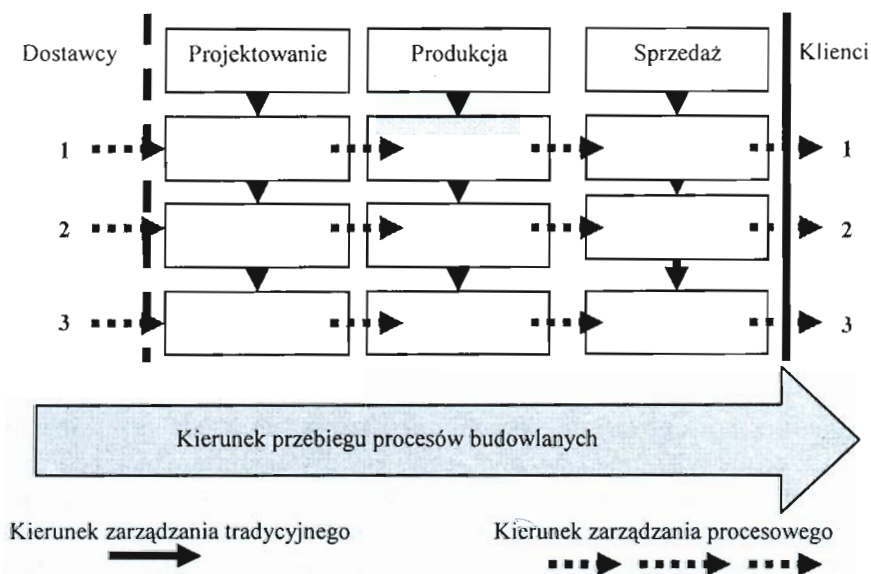
Zgodnie z nowoczesnymi teoriami zarządzania, na każde przedsiębiorstwo można patrzeć nie tylko przez pryzmat jego struktury organizacyjnej. Należy również widzieć przedsiębiorstwo jako sieć powiązanych ze sobą procesów gospodarczych, które zachodzą podczas prowadzenia działalności gospodarczej. Doświadczenia praktyków wykazują, że procesowe podejście do zarządzania organizacją koncentruje się głównie na procesach strategicznych – kluczowych z punktu wi-

* Instytut Inżynierii Budowlanej, Politechnika Białostocka

dzenia działalności przedsiębiorstwa. Największe nieprawidłowości występują w przebiegu procesów zachodzących w organizacji (w szczególności na budowach), czyli największe możliwości poprawy efektywności całej działalności znajdują się na styku pomiędzy poszczególnymi działami przedsiębiorstwa [1,2].

Na budowie prowadzi się wiele robót oraz procesów budowlanych, których rodzaj, wielkość i kolejność wykonania zależą od realizowanego obiektu budowlanego.

Punktem wyjścia do wprowadzenia w przedsiębiorstwach budowlanych procesowego podejścia do zagadnień bezpieczeństwa i ochrony zdrowia jest opisanie (zazwyczaj w formie graficznej) realizowanych procesów budowlanych oraz przedstawienie ich wzajemnych powiązań, czyli sporządzenie mapy procesów. Graficzne przedstawienie procesów budowlanych daje pełny obraz wykonywanej pracy, pokazuje powiązania między poszczególnymi działami przedsiębiorstwa, robotami budowlanymi na realizowanych budowach i komórkami organizacyjnymi, pozwala jednocześnie ustalić osoby odpowiedzialne za wykonanie poszczególnych prac, np. prac wykonywanych przez podwykonawców, a w dalszej kolejności pozwala zidentyfikować „słabe” punkty w przebiegu realizacji procesów zachodzących w organizacji, czyli obszary, w których konieczne jest podjęcie działań usprawniających [6,7].



Rys. 1. Zarządzanie w przedsiębiorstwie budowlanym – tradycyjne i procesowe

Źródło: opracowanie własne na podstawie [3,4]

Takie podejście do analizy w przedsiębiorstwa budowlanego ma związek z odejściem od tradycyjnego sposobu zarządzania – pionowego „góra-dół” w kierunku sposobu zarządzania horyzontalnego, procesowego (rys. 1).

Identyfikacja i modelowanie systemów bezpieczeństwa i ochrony zdrowia na budowie

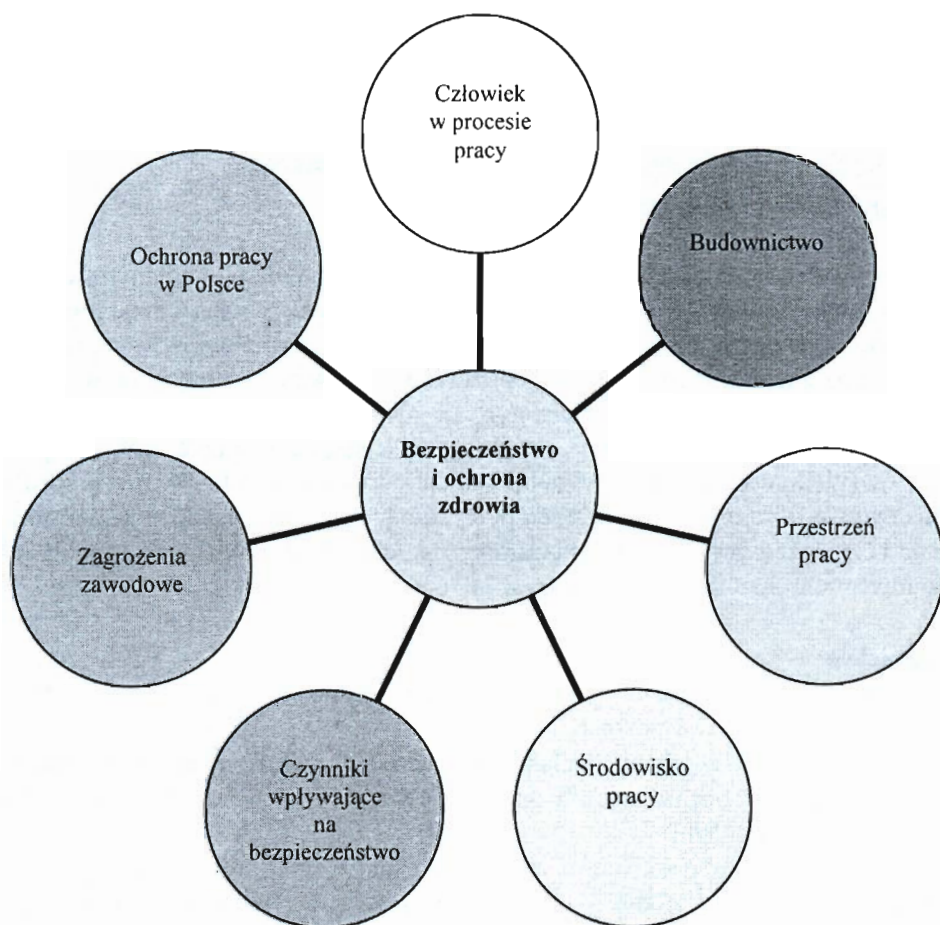
Opis każdego procesu zachodzącego w przedsiębiorstwie budowlanym, w tym także na każdej budowie, powinien odzwierciedlać rzeczywistość funkcjonującą w organizacji, a zatem, powinien zawierać wszystkie działania realizowane w każdym procesie zachodzącym w przedsiębiorstwie – zarówno te niezbędne do osiągnięcia celów procesów jak i te nieistotne, ale również wykonywane, których wyeliminowanie usprawniłoby ich przebieg [5]. Podejście to wymaga nowego spojrzenia uwzględniającego takie zagadnienia jak współczesne budownictwo, rola człowieka w procesie pracy, przestrzeń pracy, środowisko pracy, czynniki wpływające na bezpieczeństwo (czynniki niebezpieczne, szkodliwe, uciążliwe), zagrożenie zawodowe, ochrona pracy w Polsce (rys. 2).

Budownictwo

Współczesna gospodarka rynkowa pozwala definiować budownictwo różnie. Można je przedstawić w aspektach:

- *ogólnym*: oznacza dziedzinę działalności materialnej o złożonej definicji i specyficznych cechach odróżniających od innych dziedzin wytwórczości, a w szczególności od przemysłu;
- *ekonomicznym*: jest dziedziną wytwórczości materialnej, której celem jest zaspokojenie potrzeb produkcji i spożycia przez wytwarzanie budowlanych składników majątku trwałego oraz zabezpieczenie ich używalności. Oznacza to nie tylko wznoszenie obiektów, ale także ich konserwowanie, remontowanie i modernizowanie;
- *technicznym*: jest zespołem umiejętności wznoszenia budynków i budowli, modernizacji i napraw;
- *społecznym*: jest wynikiem pracy społecznej nad przystosowaniem przyrody do potrzeb człowieka, przez tworzenie środowiska sztucznego.

W każdym wypadku efektem budownictwa są obiekty budowlane, które powstają w wyniku realizacji określonych przedsięwzięć budowlanych.



Rys. 2. Zagadnienia wpływające na identyfikację i modelowanie systemów bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym

Źródło: opracowanie własne.

Określone przedsięwzięcie budowlane zawiera skończoną liczbę działań zorganizowanych (procesów) i relacji między nimi, dobranych i uporządkowanych technologicznie pod kątem osiągnięcia – w wyznaczonym odcinku czasu i przestrzeni – zamierzonej całości użytkowej [8,9,11]. Typowe przedsięwzięcie budowlane [10] obejmuje następujące działania:

- badanie gruntu budowlanego,
- projektowanie obiektu budowlanego,

- zapewnienie dostaw materiałów i elementów budowlanych,
- zapewnienie maszyn, urządzeń i instalacji technologicznych,
- budowę wraz z montażem,
- rozruch,
- odbiór i przekazanie do użytku wyznaczonej całości techniczno-budowlanej; całość ta może być jedno- lub wieloobiekto- wa, np. dom, osiedle, trasa komunikacyjna, zakład przemysłowy itp.

Biorąc pod uwagę inne kryteria klasyfikacji budownictwa, np. rodzaj obiektów, etap realizacji, sposób wykonania, czy rodzaje robót można dokonywać innych jego podziałów [13, 14].

Rola człowieka w procesie pracy

Wraz z rozwojem techniki zmieniały się sposoby podejścia do roli człowieka w procesie pracy. Dostrzegalne ograniczenie postępu technicznego przez określone możliwości psychofizyczne człowieka spowodowało, że zainteresowanie człowiekiem i optymalizacją jego pracy systematycznie wzrastało przyjmując coraz nowsze formy.

Zdaniem E. Kowala¹, wychodząc z założenia optymalizacji pracy (maksymalizacji efektywności poprzez sterowanie warunkami pracy), należy spełnić następujące warunki:

- metody i warunki pracy należy dostosować do możliwości psychofizycznych człowieka,
- obiekty techniczne (przedmioty pracy) powinny charakteryzować się parametrami technicznymi (eksploatacyjnymi) zgodnymi z oczekiwaniami,
- stosunki międzyludzkie w pracy powinny być harmonijne,
- należy stworzyć ludziom mobilizujące do wysiłku warunki społeczno-gospodarcze, które dają poczucie samorealizacji (zadowolenia z pracy),
- warunki realizacji dalekosiężnej polityki społecznej powinny uwzględniać promocję zdrowia i kształtowanie warunków sprzyjających funkcjonowaniu człowieka.

Powyższe rozważania wskazują na to, że w projektowaniu stanowisk pracy konieczna jest współpraca twórców i kreatorów rozwiązań technicznych ze specjalistami zajmującymi się pracą i wydolnością psychofizyczną człowieka.

D. Koradecka² uważa, że projektowanie ergonomiczne powinno stanowić integralną część projektowania środków i stanowisk pracy, co w praktyce oznacza

¹ E. Kowal, *Ekonomiczno-społeczne aspekty ergonomii*, Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa-Poznań, 2002

uwzględnienie kryteriów i wymagań ergonomii w procesie projektowania technicznego.

W praktyce najczęściej przypisuje się dominującą rolę rozwiązywaniu problemów technicznych – dążąc do osiągnięcia jak najefektywniejszych parametrów eksploatacyjnych człowieka. Człowiek pozostaje w roli podporządkowanego wymogom techniki.

W projektowaniu stanowiska pracy, traktowanego jako układ *człowiek – obiekt techniczny – środowisko*, istotne jest sprecyzowanie zadania, jakie układ ten ma do spełnienia. Pierwszym zadaniem jest wyznaczenie wyraźnych oczekiwań i granic rozwoju dla wytworów techniki. Następnie należy przydzielić (przewidzieć) czynności, które będzie wykonywał pracownik z uwzględnieniem optymalnych, najlepszych warunków środowiskowych. Przy rozdziale funkcji pomiędzy wytwory techniki a człowieka powinno się brać pod uwagę:

- możliwości człowieka i oczekiwania społeczne w określonych warunkach środowiska;
- rachunek ekonomiczny rozwiązań wariantowych.

Takie rozważania dają odpowiedź na pytanie: czy inwestować w projektowanie, konstruowanie, konstrukcję, produkcję i utrzymanie coraz nowszych wytworów techniki uwzględniając możliwości psychofizyczne człowieka, głównie poprzez: określenie kryteriów i właściwy dobór ludzi do wykonania zadania, szkolenie i przygotowanie zawodowe, stworzenie optymalnych warunków pracy, ustalenie prawidłowej liczby załogi przy obsłudze prostszych wytworów techniki. Odpowiedź na takie pytanie wymaga również oceny ekonomicznej nw. zagadnień:

- kosztów życia i zdrowia ludzkiego,
- zmęczenia, wypadków przy pracy i promocji zdrowia,
- jakości świadczonej pracy i jej kosztów,
- skutków społecznych i środowiskowych wykonywanej pracy.

W każdym wypadku zasadniczym celem przedsięwzięć wynikających z nauk ergologicznych jest bezpieczeństwo i ochrona zdrowia człowieka, czyli podmiotowa rola człowieka w procesie pracy, przy optymalnym wykorzystaniu jego wysiłku, bez szkody biologicznej dla organizmu. Cel ten jest osiągany głównie poprzez przystosowywanie parametrów pracy i środowiska do możliwości psychofizycznych człowieka oraz częściowe przystosowanie człowieka do wykonywanej pracy i środowiska.

² D. Koradecka, *Bezpieczeństwo pracy i ergonomia*, Wydawnictwo CIOP, Warszawa, 1997

Przestrzeń pracy

Każde działania budowlane odbywają się w określonej przestrzeni pracy [16]. Przestrzeń ta jest ograniczona:

- powierzchnią, na której odbywają się roboty budowlane, powiększoną o wymagane strefy bezpieczeństwa,
- wysokością, na której mogą się pojawić zagrożenia związane z realizacją tych robót.

Środowisko pracy

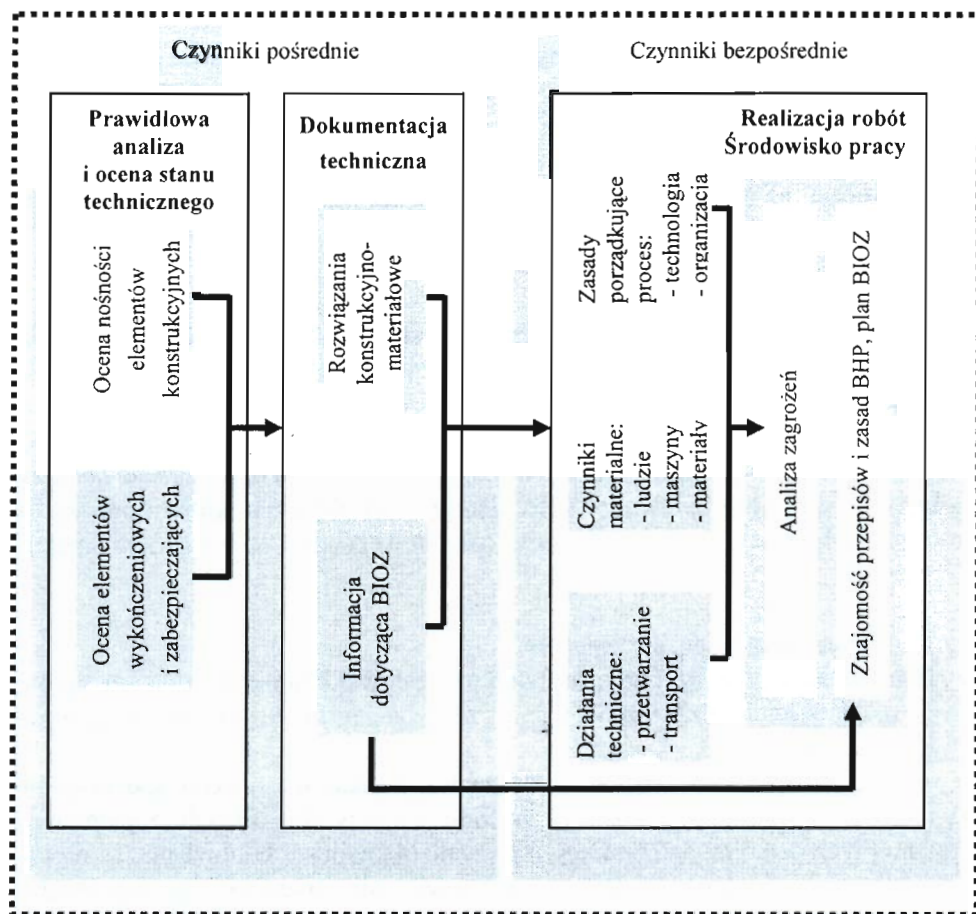
W przestrzeni pracy występuje określone środowisko pracy. Każde środowisko pracy charakteryzują określone niebezpieczne, szkodliwe i uciążliwe czynniki, stanowiące zagrożenia zawodowe. Czynniki te, w razie zaistnienia sprzyjających okoliczności, nagle uaktywnione, mogą stać się przyczyną wypadków przy pracy lub, na skutek długotrwałego oddziaływania na zatrudnionych, mogą stać się przyczyną chorób i schorzeń zawodowych. Identyfikacja zagrożeń, które mogą wystąpić w procesie pracy, oraz ocena ryzyka zawodowego, jest obowiązkiem każdego pracodawcy.

Czynniki wpływające na bezpieczeństwo

Budownictwo jest działem gospodarki narodowej charakteryzującym się bardzo wysokim stopniem zagrożenia życia i zdrowia zatrudnionych osób oraz wysoką wypadkowością.

Głównych źródeł istniejącej sytuacji należy szukać nie tylko w specyfice budownictwa, ale również w różnego rodzaju nieprawidłowościach popełnianych zarówno przez personel nadzorujący jak i realizujący prace budowlane. Te nieprawidłowości to przede wszystkim nieprzestrzeganie przepisów bezpieczeństwa i ochrony zdrowia obowiązujących przy wykonywaniu prac budowlanych, nieprawidłowa organizacja placów budów oraz nieprawidłowa organizacja samego procesu realizacji.

Na bezpieczeństwo robót budowlanych mają wpływ czynniki bezpośrednie i pośrednie. Czynniki bezpośrednimi są uaktywnione w fazie realizacji robót zagrożenia oraz podjęte działania profilaktyczne związane ze znajomością i przestrzeganiem norm, przepisów i zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Czynniki pośrednie mają swoje źródło w fazach poprzedzających etap realizacji. Nieprawidłowe lub niepełne informacje otrzymane przy opracowywaniu dokumentacji inwestycyjnej mogą być przyczyną powstania zagrożeń. Schemat powiązań między czynnikami mającymi wpływ na bezpieczeństwo robót budowlanych przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Schemat powiązań między czynnikami mającymi wpływ na bezpieczeństwo robót budowlanych

Źródło: opracowanie własne

Identyfikacja i modelowanie systemów bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym, uwzględniające ww. określone wymagania, powinny odbywać się w czterech etapach:

- identyfikacja grup procesów roboczych oraz składających się na nie procesów elementarnych,
- opis procesów elementarnych,
- określenie procesów przekrojowych,
- modelowanie procesów elementarnych.

Identyfikacja grup procesów oraz składających się na nie procesów elementarnych

Każde przedsiębiorstwo budowlane realizujące budowy można podzielić na kilka przenikających się wzajemnie obszarów, które są niezbędne w prawidłowej realizacji procesu budowlanego i zwykle w mniejszym lub większym stopniu pokrywają się z komórkami organizacyjnymi funkcjonującymi w strukturach organizacyjnych budów. Takimi typowymi obszarami są m.in.: obszar robót ziemnych, betonowych, montażowych, czy wykończeniowych; obszar finansowy; obszar kadr. Na budowach mamy również obszary, na które największy wpływ ma otoczenie, a w szczególności wymagania społeczne i przepisy prawne. Do takich obszarów można zaliczyć obszar ochrony środowiska czy obszar bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia.

W pierwszym etapie należy zidentyfikować w ramach istniejących obszarów odpowiednie grupy procesów. Do tej samej grupy można zaliczyć te procesy, które mają związek z osiągnięciem podobnego celu. W obszarze bezpieczeństwa i ochrony zdrowia można w przedsiębiorstwie budowlanym (na każdej budowie) zidentyfikować m.in. następujące grupy procesów, które bezpośrednio wynikają z przepisów prawnych:

- ocena ryzyka zawodowego,
- przeprowadzenie działań korygujących i/lub zapobiegawczych,
- szkolenia z zakresu bhp,
- komunikowanie się w zakresie bhp,
- monitorowanie warunków pracy.

W ramach wymienionych grup można wyróżnić procesy elementarne. Przyjmuje się, że procesy elementarne to takie, za których realizację odpowiada w całości jedna komórka funkcjonalna. Należy pamiętać, że nie zawsze komórki realizujące jakiś proces muszą funkcjonować w schemacie organizacyjnym budowy. Najlepszym przykładem są procesy wchodzące w skład oceny ryzyka zawodowego. Członkami tego zespołu mogą być osoby pracujące na różnych stanowiskach. Ponadto zespół ten może być powoływany doraźnie w różnym składzie, gdy pojawia się potrzeba przeprowadzenia oceny ryzyka zawodowego i dlatego nie powinien on być przypisany do żadnej komórki organizacyjnej przedsiębiorstwa. W ramach szkoleń bhp można wyróżnić następujące przykładowe procesy elementarne: proces szkoleń przed rozpoczęciem pracy, proces szkoleń stanowiskowych oraz proces szkoleń specjalistycznych.

Opis procesów elementarnych

Proces elementarny stanowi zbiór wzajemnie powiązanych i wzajemnie wpływających na siebie działań, które przekształcają dane wejściowe w dane wyjściowe [2].

Po zidentyfikowaniu procesów elementarnych należy sporządzić ich opis, czyli określić dla każdego procesu następujące elementy:

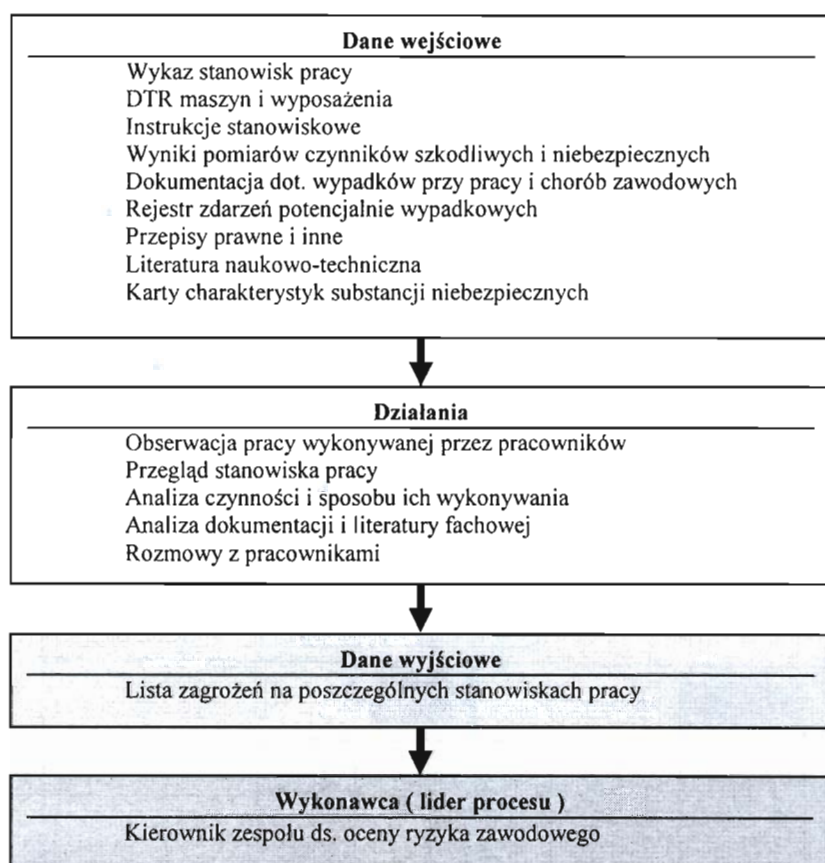
- *dane wejściowe* – mogą to być, w zależności od charakteru procesu, zarówno produkty czy usługi jak i informacje;
- *dane wyjściowe* – podobnie jak przy danych wejściowych, mogą to być produkty, usługi a także informacje;
- *listę podstawowych działań realizowanych w danym procesie*; działanie rozumiane jest jako pojedyncza czynność albo jako zespół czynności wykonywanych przez jedną osobę; czasami pojęcie „działanie” może być równoznaczne z procesem elementarnym; to, jaki przyjmuje się w przedsiębiorstwie stopień szczegółowości, zależy od specyfiki firmy, stopnia złożoności celów, dla których projektuje się procesy;
- *wykonawcę* (podwykonawcę), czyli osobę odpowiedzialną za jego realizację (lidera procesu).

Przykładowy proces identyfikacji zagrożeń na stanowiskach pracy w budownictwie przedstawiono na rys. 4.

Określenie procesów przekrojowych

Podstawą do określenia procesów przekrojowych w tym etapie prac są opisy procesów elementarnych. Przez pojęcie *proces przekrojowy* rozumiany jest zestaw powiązań elementarnych, realizowanych przez różne komórki przedsiębiorstwa, a zatem to, co stanowi koniec jednego procesu elementarnego i jest jednocześnie początkiem kolejnego takiego procesu. I tak na przykład – przy realizacji obiektu budowlanego na budowie występują roboty ziemne, posadowieniowe, montażowe i wykończeniowe, które należy realizować w ściśle określonej kolejności. Występują tu np. powiązania:

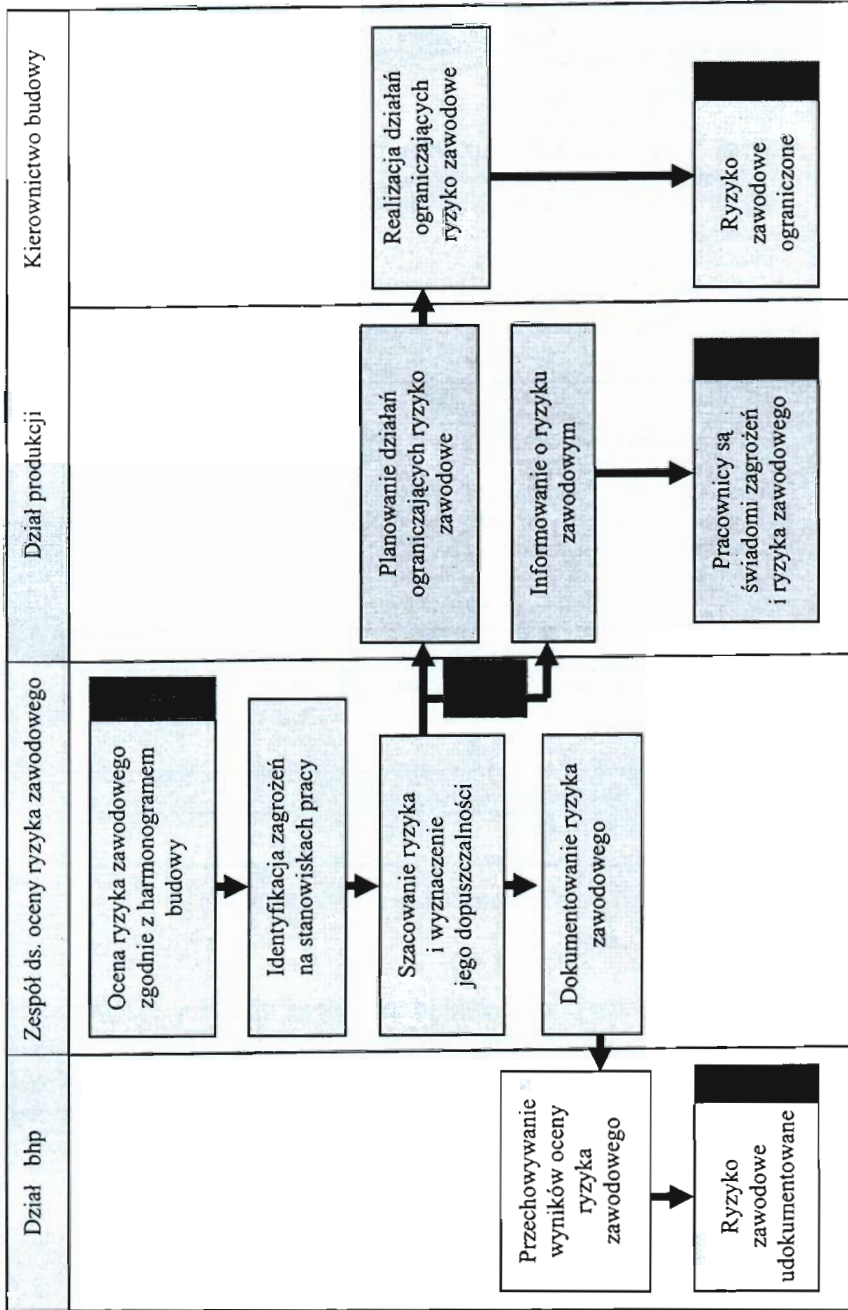
- z obszarem finansowym – w tym z realizacją płatności, np. za pomiary czynników niebezpiecznych przy realizacji poszczególnych robót budowlanych;
- z obszarem zaopatrzenia – tu z wyborem dostawcy środków ochrony indywidualnej.



Rys. 4. Przykładowy proces przekrojowy identyfikacji zagrożeń na stanowiskach pracy

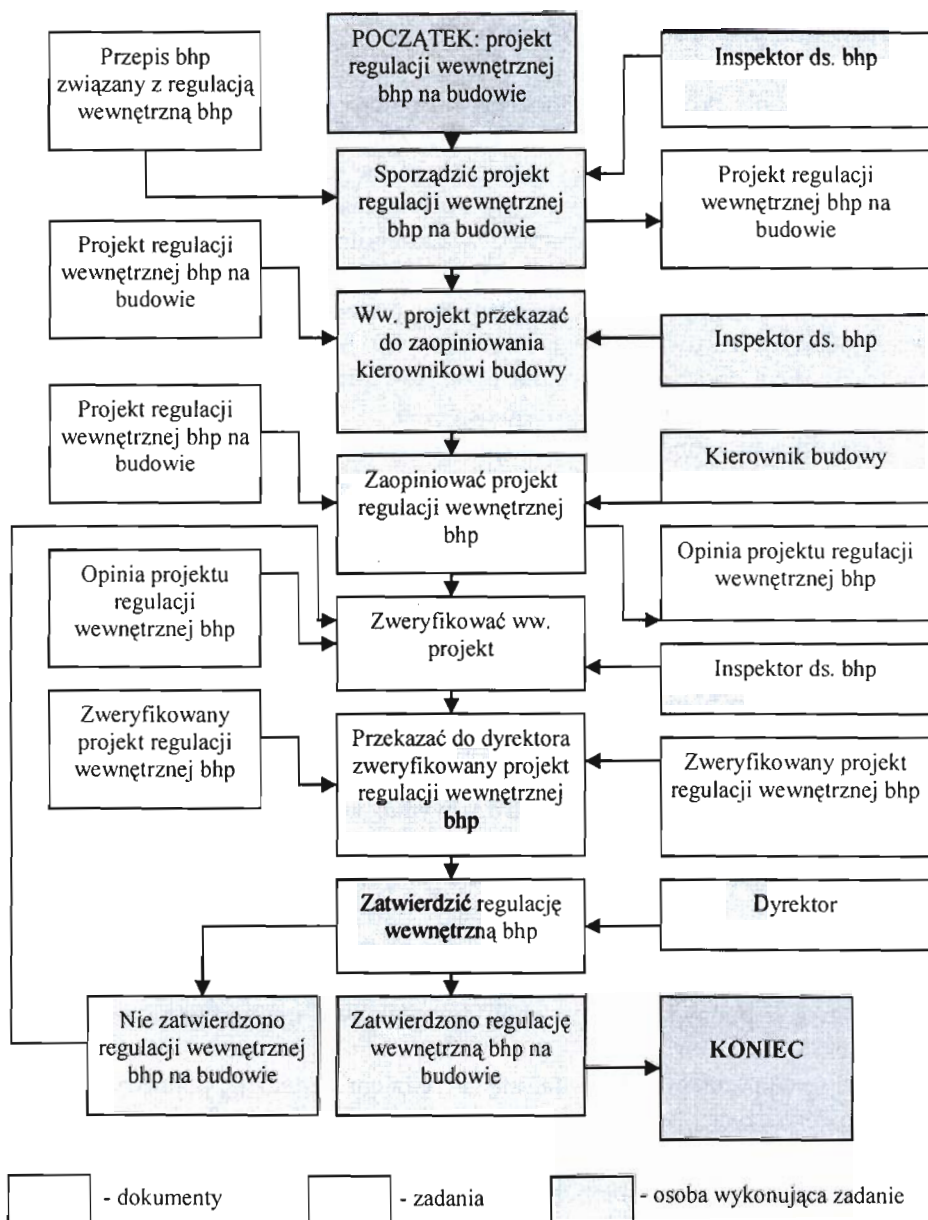
Źródło: opracowanie własne na podstawie [3].

Na rys. 5 został przedstawiony przykład przebiegu procesu przekrojowego związanego z oceną ryzyka zawodowego na stanowiskach pracy na budowie. Ocena ryzyka zawodowego, zgodnie z wymaganiami przepisów prawnych, kończy się poinformowaniem pracowników o występujących zagrożeniach i ryzyku zawodowym na stanowiskach pracy i ich następstwach oraz udokumentowaniem tego ryzyka.



Rys. 5. Przykład przebiegu procesu przekrojowego w zakresie oceny ryzyka zawodowego na stanowiskach pracy na budowie.

Źródło: opracowanie własne na podstawie [20].



Rys. 6. Przykład przebiegu identyfikacji i wdrożenia przepisów prawnych z zakresu bhp na budowie

Źródło: opracowanie własne na podstawie [15,16,17,18]

Modelowanie procesów elementarnych

Modelowanie procesów elementarnych polega na ich uszczegółowieniu oraz ich graficznej prezentacji. Modelując bezpieczeństwo i ochronę zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym, należy pamiętać, że nie jest to cel sam w sobie, ale jedynie narzędzie mające przyczynić się do podniesienia poziomu bhp. Graficzne modele procesów można wykorzystać w szczególności do lepszego zrozumienia zagadnień bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz poprawy ich efektywności, dokumentowania, analizy kosztów związanych z podnoszeniem poziomu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie. Przykładowy przebieg procesu w zakresie identyfikacji i wdrażania przepisów prawnych z zakresu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia przedstawiono na rys. 6.

Identyfikacja i modelowanie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych może stanowić punkt wyjścia do prawidłowego zaprojektowania i wdrożenia systemów bhp i odpowiedniego nimi zarządzania.

Wnioski

Analizując problematykę bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym można sformułować następujące wnioski.

1. Zachodzi pilna potrzeba uporządkowania problematyki bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia w budownictwie; wymaga to zastosowania podejścia procesowego.
2. Obowiązujące uregulowania prawne dotyczące zagadnień bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia, podane są w ogólnych wytycznych działania, nie uwzględniają jednak ujęcia procesowego tej problematyki.
3. Identyfikację i modelowanie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych powinny opracowywać upoważnione do tego podmioty.
4. Podejście procesowe może stać się narzędziem skutecznej poprawy warunków bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz obniżenia wypadkowości przy pracy i zmniejszenia zachorowalności zawodowej nie tylko w budownictwie lecz także i w innych dziedzinach gospodarki.

Literatura

1. Rummler G.A. Brache A.P. *Podnoszenie efektywności organizacji*. PWE, Warszawa, 2000.
2. J. Obolewicz Zeszyty Naukowe PB BUDOWNICTWO 2005, Zeszyt 26, Wydawnictwo PB, Białystok, 2005, str. 243-259.
3. Normy serii PN-N- 18000: PN-N 18001, PN-N-18002, PN-N-18004.
4. Podgórski D. *Wytyczne integracji systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy z systemami TQM*, Wyd. CIOP, Warszawa, 2001.
5. *Wytyczne do systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy* ILO-OSH 2001, SafeWork-ILO InFocus Programme of Safety and Health at Work and the Environment, International Labour Office GENEWA, Wyd. CIOP, Warszawa, 2001.
6. Kindlarski E., Bagiński J., *Zarządzanie przez jakość*, Wyd. Bellona, Warszawa, 1995.
7. Obolewicz J. *Przegląd stanu systemu zarządzania bhp w przedsiębiorstwie budowlanym*, Przyjaciel przy pracy Nr 7-8/2004, Wydawnictwo GIP.
8. Obolewicz J. *Etos bezpiecznego budowniczego*, Przegląd Budowlany Nr 1/2004, str. 26-30.
9. Obolewicz J., Matwiejczuk W. *Planowanie bezpieczeństwa prac budowlanych zgodnie z wymogami Unii Europejskiej*, Zeszyty Naukowe PB Budownictwo Nr 22/2002, str. 214-255, Wyd. Politechnika Białostocka, Białystok, 2002.
10. Budownictwo, zbiór przepisów prawnych; Wydawnictwo Głównego Inspektora Pracy; Warszawa, 2005.
11. Obolewicz J. Gilewicz A. *Bezpieczne budowanie*, WIADOMOŚCI Izby Projektowania Budowlanego Nr 10 (165) 2004, str. 19-22, Warszawa, 2004.
12. Obolewicz J. *Bezpieczeństwo pracy w budownictwie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej – Budownictwo Nr 23/2003, str.213-223, Wydawnictwo Politechnika Białostocka, Białystok, 2003.
13. Obolewicz J., *Przegląd stanu systemu zarządzania bhp w przedsiębiorstwie budowlanym*, Miesięcznik wydawany pod patronatem Głównego Inspektora pracy ISSN 0137-8368 PRZYJACIEL PRZY PRACY nr 7-8/2004, str. 38-41.
14. Obolewicz J., *Projektowanie systemów BHP dla budownictwa*, WIADOMOŚCI Izby Projektowania Budowlanego, The Chamber of Construction Design, Miesięcznik firm projektowych i organizatorów inwestycji ISSN 1232-1541 Nr 12(167) 2004, str. 27-29, Warszawa, 2004.
15. Obolewicz J., *Rola kierownika budowy – uczestnika procesu inwestycyjnego*, *The part of site manger-participant of investment process in managing of*

- work safety and hygiene*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej BUDOWNICTWO Nr 25/2004, str.243-250, Politechnika Białostocka, Białystok, 2004.
16. Obolewicz J., *Projektowanie systemów BHP dla budownictwa*, WIADOMOŚCI Izby Projektowania Budowlanego, The Chamber of Construction Design, Miesięcznik firm projektowych i organizatorów inwestycji ISSN 1232-1541, Nr 1(168) 2005, str. 18-21, Warszawa, 2005.
 17. Obolewicz J., *Uwarunkowania prawne systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy (cz.1.)*, WIADOMOŚCI projektanta budownictwa, Miesięcznik IZBY PROJEKTOWANIA BUDOWLANEGO IPB ISSN 1232-1541, Nr 2 (169) 2005, str. 27-29, Warszawa, 2005.
 18. Obolewicz J., *Uwarunkowania prawne systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy (cz. 2.)*, WIADOMOŚCI projektanta budownictwa, Miesięcznik IZBY PROJEKTOWANIA BUDOWLANEGO IPB ISSN 1232-1541, Nr 4 (171) 2005, str. 29-32, Warszawa, 2005.
 19. Obolewicz J., „*Baltic sea trade union network on health and safety*” jako głos w społecznym dialogu na temat bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, WYBRANE ASPEKTY ZARZĄDZANIA WIEDZĄ W ORGANIZACJI / pod red. Joanny Ejdyś, Poznań: Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, 2005, str. 131-140.
 20. Materiały Międzynarodowej Konferencji Projektu Bałtyckiego (cz.2.); Tallinn marzec 2006.

IDENTIFICATION AND SAFETY AND HEALTH PROTECTION MODELING IN A BUILDING ENTERPRISE

Summary: Modern building is a specific branch of industry and requires a new approach to safety and health protection problems. The author suggests processing approach which allows to identificate and model H&S questions in building enterprises in required range.

Main words: building, process management, safety and health protection

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/9/06

*Zygmunt Orłowski, Edyta Pawluczuk**

Wpływ sposobu wyburzania obiektów na łatwość segregacji i recyklingu odpadów

Streszczenie: Przedmiotem artykułu są kwestie zagospodarowania odpadów budowlanych. W pierwszej części przedstawiono klasyfikację gruzu budowlanego, przyjmując jako kryterium stopień ich zanieczyszczenia. Ażeby móc wykorzystać materiały, z których został wykonany obiekt, jako surowce wtórne, należy już podczas rozbiórki poddać je sortowaniu. Autorzy przedstawili najczęściej stosowane metody wyburzeń obiektów budowlanych i dokonali ich oceny w aspekcie łatwości segregacji odpadów.

Słowa kluczowe: ekologia, odpady budowlane, recykling, metody wyburzania

Wstęp

Odzyskiwanie i ponowne wykorzystywanie surowców wtórnych jest potrzebą współczesnych czasów. Wynika to z kurczących się źródeł zasobów naturalnych, niezbędnych do produkcji materiałów, oraz z konieczności zagospodarowania powstających odpadów (zatrzymania procesu degradacji środowiska). Jednym z największych dostawców odpadów jest przemysł budowlany. Rozbiórka, renowacja i modernizacja starych budynków mieszkalnych i przemysłowych, rozbudowa ulic i dróg, a także budowa nowych obiektów powodują stały wzrost ilości powstających odpadów budowlanych.

Materiały budowlane w formie odpadów, pochodzące z rozbiórki budowli, można podzielić na następujące grupy [1]:

* Katedra Technologii Organizacji i Ekonomiki Budownictwa, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

- ziemia z wykopów,
- odpady z remontów dróg,
- gruz budowlany,
- odpady z placów budów.

Odpady z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej (włączając glebę i ziemię z terenów zniszczonych), według Rozporządzeniu Ministra Środowiska w sprawie „*Katalogu Odpadów*” [3] należą do grupy 17.

W niniejszym artykule autorzy zajmują się głównie gruzem rozbiórkowym – jego powstawaniem, składem oraz możliwością recyklingu.

1. Gruz rozbiórkowy

Gruz rozbiórkowy powstaje podczas naziemnych i podziemnych działań budowlanych mających na celu renowację, modernizację oraz rozbiórkę obiektu. Skład gruzu zależy przede wszystkim od rodzaju konstrukcji obiektu (wyróżniamy konstrukcje drewniane, żelbetowe, stalowe, murowane, mieszane, itp.), zastosowanej przy wznoszeniu obiektu, oraz od wieku obiektu. Innym ważnym czynnikiem, mającym wpływ na skład gruzu, jest funkcja (przeznaczenie) jaką spełniał obiekt w przeszłości. Ma to istotny wpływ na stopień zanieczyszczenia gruzu substancjami organicznymi i nieorganicznymi. W gruzie powstałym z obiektów przemysłowych stopień zanieczyszczenia substancjami nieorganicznymi może być znaczny, w budowlach podziemnych, tunelach, kanałach, przejściach podziemnych zanieczyszczenie substancjami organicznymi będzie dominujące. Szczególne miejsce w odpadach budowlanych zajmuje gruz betonowy (rys. 1), który, po odpowiedniej przeróbce, można wykorzystać jako surowiec wtórny.

Rozróżniamy gruz budowlany nieobciążony, obciążony i zanieczyszczony substancjami szkodliwymi.

Gruzem nieobciążonym nazywa się materiał mineralny powstający podczas prac rozbiórkowych (np. przez systematycznie prowadzoną rozbiórkę) i zawierający tylko niewielkie ilości substancji organicznych i nieorganicznych. Przykładem takiego materiału jest cegła, otrzymywana z rozbiórki selektywnej muru, kamienie otrzymywane z rozbiórki starych fundamentów, filarów, cokołów.



Rys. 1. Gruz betonowy na składowisku odpadów

Gruz obciążony powstaje przy pracach rozbiórkowych prowadzonych bez systematycznego wybierania. Zawarte w nim zanieczyszczenia mogą być odseparowane i unieszkodliwione poprzez sortowanie. W przypadku tych zanieczyszczeń chodzi o stałe elementy budynków, które pozostawały w gruzie w związku funkcjonalnym, np.: instalacje, podłogi, okładziny ścian lub sufitów. Według przepisów niemieckich dopuszczalna jest zawartość do 10% ww. elementów w całkowitej objętości odpadów [2].

Do gruzu obciążonego zalicza się również elementy prefabrykowane żelbetowe, pochodzące z rozbiórki obiektów. Poprzez ich rozdrobnienie otrzymujemy surowce wtórne o dobrej jakości: kruszywo i pręty zbrojeniowe.

Z **gruzem zanieczyszczonym substancjami** szkodliwymi mamy do czynienia wtedy, gdy powstała mineralna masa porozbiórkowa zawiera substancje zagrażające wodzie, glebie i zdrowiu, które grożą negatywnymi skutkami dla środowiska [1]. Materiały te gromadzą się z reguły podczas wyburzania budynków przemysłowych, po pożarach. Dotyczy to szczególnie obiektów starych, w których podczas wznoszenia nie stosowano odpowiednich materiałów izolacyjnych. Na przykład gruz otrzymany z rozbiórki posadzki betonowej w starych samochodowych zakładach naprawczych zanieczyszczony jest olejami i smarami.

Gruz zanieczyszczony substancjami szkodliwymi wymaga szczególnego nadzoru i musi być w sposób należyty unieszkodliwiony.

Istotny wpływ na stopień zanieczyszczenia gruzu budowlanego ma sposób prowadzenia rozbiórki budynków.

2. Metody rozbiórki obiektów

W zależności od przyjętego sposobu prowadzenia robót i głównego czynnika niszczącego metody wyburzania można podzielić następująco:

- manualne,
- mechaniczne,
- wybuchowe.

2.1. Metody manualne

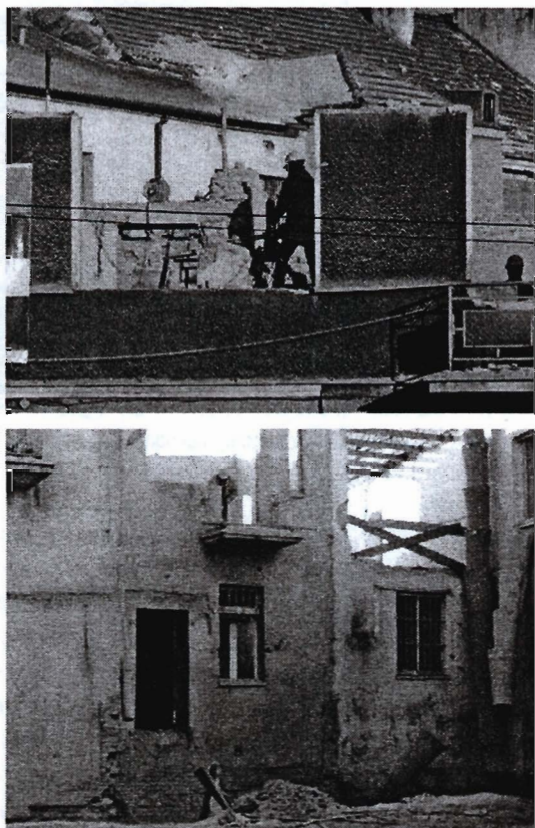
Metody te stosowane są przy rozbiórkach małych budynków, wznoszonych metodą tradycyjną lub przy rozbiórkach pewnych fragmentów dużych obiektów. W pracach rozbiórkowych prowadzonych metodą manualną stosuje się narzędzia stosunkowo proste: przecinaki, młotki ręczne, młoty pneumatyczne, itp. Prace te prowadzi się najczęściej etapami, zgodnie z podstawową zasadą robót rozbiórkowych, według której rozbiórkę rozpoczyna się od góry budynku: najpierw strop najwyższej kondygnacji, następnie ściany, itd.

Zaletą metod manualnych jest możliwość uzyskania materiałów o dużej czystości, które po niewielkich zabiegach technologicznych mogą być stosowane повторно. Na przykład podczas rozbiórki domu, w którym mury wykonano z cegły, a stropy były stropami typu Kleina, otrzymamy belki stalowe i cegły, których znaczna część, po oczyszczeniu, może być повторно wbudowana [7].

Na rys. 2 i 3 przedstawiono widok fragmentu byłego Domu Handlowego „Koszałek” w Białymstoku w trakcie rozbiórki metodą manualną.

Wady tej metody:

- ograniczony zakres stosowania – wyłącznie do budynków wznoszonych metodami tradycyjnymi; nie można jej stosować do budynków wykonywanych z prefabrykatów, w technologii monolitycznej, do rozbiórki obiektów specjalnych, typu zbiorniki, wysokie kominy, hale itp.,
- długi czas trwania prac rozbiórkowych,
- duży nakład pracy ręcznej.



Rys. 2, 3. Dom Handlowy „Koszalek” przy Rynku Kościuszki w Białymstoku w trakcie rozbiórki metodą manualną.

2.2. Metody mechaniczne

Metody mechaniczne stosuje się przy rozbiórce obiektów, w których znaczną część stanowią elementy betonowe, żelbetowe, wykonane z prefabrykatów, a także przy rozbiórce budynków wykonanych metodami tradycyjnymi. Do prac rozbiórkowych stosowane są liny stalowe, urządzenia dźwigniowe (np. szczęki – rys. 4, dźwigniki hydrauliczne) oraz tzw. gruszki burzące. Zaletą tej metody wyburzania jest duża wydajność oraz krótki cykl realizacji robót.

Wyburzanie metodą mechaniczną może być wykonywane:

- a) etapami – z góry na dół: strop, ściany itd.,
- b) w sposób kompleksowy – przy użyciu tzw. „gruszek burzących”, umożliwiających wyburzenie jednocześnie kilku kondygnacji.



Rys. 4. Wyburzanie budynku metodą mechaniczną, przy użyciu urządzeń dźwigniowych

Podczas wyburzania budynków etapami rozbiórkę rozpoczynamy od góry, poprzez kolejne kondygnacje. W zależności od przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych, prace wykonuje się przy użyciu narzędzi pneumatycznych, palników do cięcia metali, pił, żurawi do demontażu elementów prefabrykowanych (rys. 5). Ściany murowane burzy się przy pomocy młotów pneumatycznych a ściany prefabrykowane demontuje się przy pomocy palników, pił i żurawia. Ta metoda wyburzania pozwala na wyodrębnienie z poszczególnych przegród (stropów, ścian) większych geometrycznych elementów nadających się do transportu i przerobu w instalacjach do recyklingu, bez ich mieszania z innym rodzajem materiału (rys. 6).



Rys. 5. Płyty prefabrykowane pochodzące z rozbiórki budynku



Rys. 6. Gruz rozbiórkowy powstały w wyniku wyburzenia hali
(wyodrębniono większe elementy)

Metoda kompleksowa pozwala jednocześnie wyburzać kilka kondygnacji [6]. Ten sposób rozbiórki jest stosunkowo prosty. Stosując na przykład, jako czynnik niszczący kulę stalową (o masie 500kg÷2000kg) poddaną powtarzalnym oddziaływaniom dynamicznym można burzyć ściany i stropy obiektów o konstrukcji betonowej i ceglanej.

Zaletą tej metody jest minimalne użycie pracy ręcznej oraz duża wydajność urządzeń. Niestety, otrzymany gruz budowlany jest mieszaniną składników mineralnych i niemineralnych o różnym stopniu rozdrobnienia. Ich segregacja jest utrudniona i następuje dopiero na składowisku odpadów.

2.3. Wyburzanie przy użyciu materiałów wybuchowych

Sposób wyburzania budynków przy użyciu materiałów wybuchowych stosuje się w Polsce rzadko. Jest on jednak najtańszy i najbardziej wydajny. Zasada burzenia obiektów za pomocą materiałów wybuchowych polega na wywołaniu (przez rozsadzenie dolnej części murów) osiadania całego budynku, co powoduje jednocześnie kruszenie się murów i stropów na mniejsze bloki. Po pierwszych niepowodzeniach techniki te zostały dopracowane i wykorzystywane przy burzeniu obiektów zarówno stojących oddzielnie jak i pozostającej w zwartej zabudowie [4]. Stosowane są one m. in. do rozbiórek kominów, budynków szkieletowych wielopiętrowych, obiektów użyteczności publicznej oraz obiektów specjalnych. Na rys. 7 i 8 pokazano przykłady wyburzania obiektów przy użyciu specjalistycznych materiałów wybuchowych.

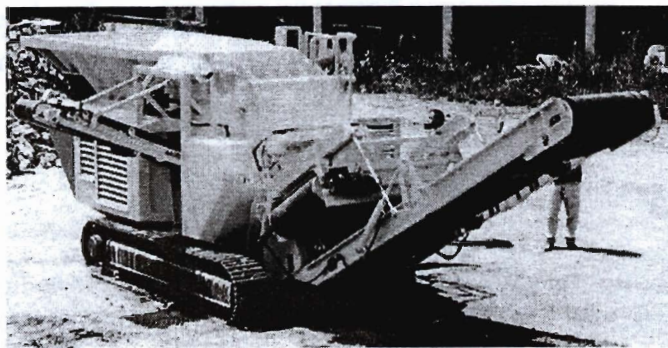


Rys. 7, 8. Wyburzanie obiektów przy użyciu specjalistycznych materiałów wybuchowych (Źródło: www.Implosionworld.com)

Burzenie tą metodą budynków wysokich powoduje zmieszanie zastosowanych materiałów i ich segregacja może nastąpić na składowisku odpadów. Należy zauważyć, że podczas wyburzania masywnych konstrukcji betonowych, poprzez odpowiedni dobór rodzaju materiału wybuchowego i sposobu rozmieszczenia ładunków można uzyskać zadany stopień rozdrobnienia niszczonego materiału.

Prace z zastosowaniem metod wybuchowych muszą być prowadzone przez wyspecjalizowane przedsiębiorstwa robót minerskich.

Obecnie na budowach o znacznym froncie robót rozbiórkowych do kruszenia i segregacji powstałego z wyburzania gruzu budowlanego stosuje się nowoczesne przewoźne stacje krusząco-segregujące (rys. 9). Mogą być one wyposażone w sprzęt dodatkowy, jak podawacz wibracyjny, taśmociągi odbierające, przesiewacz czy separator magnetyczny [5].



Rys. 9. Kruszaraka na samojezdnym podwoziu gąsienicowym wyposażona w separator magnetyczny i system zdalnego odblokowania.

Stacje te charakteryzują się łatwością i szybkością montażu i demontażu oraz znaczną mobilnością na placu budowy. Ułatwia to szybkie i łatwe zmiany stanowisk stacji i skrócenie drogi transportu wewnętrznego gruzu.

Podsumowanie

Przyjęty sposób wyburzania obiektu ma istotny wpływ na:

- czystość materiałów składowych,
- wielkość elementów odpadowych,
- bezpieczeństwo robót,
- wydajność urządzeń do recyklingu.

Demontaż budynku z równoczesnym odzyskiem surowców nadających się do bezpośredniego użytku, jest metodą najwłaściwszą.

Prawidłowo zaplanowany proces wyburzania z podziałem demontażu na etapy z jednoczesnym wymontowywaniem materiałów umożliwia uzyskanie wysokiego procentu czystych materiałów mineralnych konstrukcji nośnych i pomocniczych, przydatnych do dalszego przetwarzania. Warunki takiego prowadzenia robót można uzyskać stosując metody wyburzeń manualne i mechaniczne – z podziałem na etapy.

Sprzyjające warunki systematycznego demontażu istnieją wówczas, gdy do budowy obiektu użyto tylko kilka rodzajów materiału. Warto zauważyć, że pod tym względem korzystniejsze są obiekty stare, wykonywane według technologii tradycyjnych, kiedy nie znano jeszcze folii, materiałów izolacyjnych a materiały wiążące stosowano w niewielkim zakresie. Należy dążyć, by w przepisach doty-

czących treści projektu rozbiórki znalazł się punkt zawierający, oprócz koncepcji prac rozbiórkowych, sposób gwarantujący oddzielną segregację składników oraz zgodne z przepisami ich zagospodarowanie.

Literatura

- [1] Bilitewski B., Hardtle G., Marek K.: *Podręcznik gospodarki odpadami. Teoria i praktyka*. W.: Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa, 2003 r.
- [2] Marek K.: *Recycling von Baureststoffen und Industrieflächen*. Verlag Bonner Energie-Report, 1993 r.
- [3] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 r. w sprawie „Katalogu odpadów”, (Dz.U.02.112.1206).
- [4] Runkiewicz L.: Metodologia postępowania przy naprawach, wzmacnianiu i rozbiórkach konstrukcji budowlanych. *Przegląd Budowlany*, 6/2006.
- [5] Sawicki M., Rejment M.: Recykling materiałów z robót rozbiórkowych. *Inżynier Budownictwa*, 11/2006, str. 56-58.
- [6] Śliwiński J., Sasiadek S.: *Niszczanie i cięcia betonu w budowlanych pracach remontowo-modernizacyjnych*. Polski Cement, Kraków, 1999 r.
- [7] Thierry J., Zaleski S.: *Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji*. Arkady, Warszawa, 1975 r.

THE INFLUENCE OF METHOD DEMOLITION OF BUILDING ON A POSSIBILITY OF WASTE REUSE

Summary: In this paper authors presented possibilities of building waste reuse, taking a content of organic and inorganic impurities like a criterion. Waste should be sorted during the demolition in order to use it like a recyclable materials. Authors presented the most popular methods demolition of building, taking a possibility of waste segregation into consideration.

Key words: ecology, building waste, recycling, demolition method.

Artykuł zrealizowano w ramach projektu badawczego S/IIB/1/05.

Edyta Pawluczuk, Dorota Małaszkievicz***

Gospodarka odpadami budowlanymi na przykładzie województwa podlaskiego

Streszczenie: W artykule przedstawiono sposoby gospodarowania odpadami budowlanymi na terenie województwa podlaskiego, zwracając uwagę na aspekty ekonomiczne i ekologiczne problemu. Jako reprezentacyjny przykład pokazano Zakład Utylizacji Odpadów Komunalnych w Hryniewiczach koło Białegostoku, gromadzący na swoich składowiskach ok. 90% odpadów komunalnych miasta. Ponad 70% trafiających tam odpadów wcześniej się nie segreguje, co uniemożliwia powtórne ich wykorzystanie. W dalszej części artykułu skupiono się na perspektywach możliwości recyklingu odpadów budowlanych. Podano również skrótowo wyniki badań, zarówno światowych jak i prowadzonych przez Politechnikę Białostocką, nad recyklingiem gruzu betonowego.

Słowa kluczowe: odpady budowlane, recykling, selektywna zbiórka odpadów, składowanie.

Wstęp

Województwo podlaskie położone jest w północno-wschodniej części Polski i zajmuje obszar równy 20 180 km², co stanowi 6,4 % powierzchni naszego kraju. Teren ten zamieszkuje 1 224 tys. mieszkańców, tj. 3,2 % ludności Polski. Stolicą województwa i największym miastem jest Białystok, liczący 283 tys. mieszkańców. Podlasie jest regionem o charakterze rolniczo – przemysłowym, gdzie dominują użytki rolne, a krajobraz wzbogacają rozległe lasy, liczne rzeki i jeziora.

* Katedra Technologii Organizacji i Ekonomiki Budownictwa, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

** Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Jednym z głównych celów Podlasia jest podniesienie atrakcyjności inwestycyjnej i turystycznej regionu, w czym przeszkadzają niekontrolowane wysypiska odpadów, zlokalizowane często w lasach bądź też przy głównych trasach przelotowych. Poważnym problemem jest brak programu selektywnej zbiórki odpadów na większą skalę, co wpływa na szybkie zapełnianie się pól składowych, a jednocześnie uniemożliwia ich powtórne wykorzystanie. W niniejszym artykule zwrócono szczególną uwagę na problemy związane z odpadami budowlanymi.

1. Odpady a środowisko naturalne Podlasia

W myśl ustawy [4] **odpady** oznaczają każdą substancję lub przedmiot należący do jednej z kategorii, określonych w załączniku nr 1 do ustawy, których posiadacz pozbywa się, **zamierza** się pozbyć lub do których pozbycia się jest obowiązany.

Regulacje prawne w zakresie gospodarki odpadami obowiązujące w Polsce od przełomu lat 2001/2002 obejmują wiele zupełnie nowych w naszych warunkach rozwiązań. **Należy** jednak mieć na uwadze zaniedbania w tej dziedzinie narastające przez dziesiątki lat i trudności w ich naprawieniu w krótkiej perspektywie czasu.

Stan środowiska naturalnego Podlasia na ogół charakteryzuje się mniejszym, w odniesieniu do średnich krajowych, stopniem degradacji i zanieczyszczenia. Wynika to m.in. z objęcia znacznej części powierzchni województwa (ok. 32%) różnymi formami ochrony przyrody oraz z niewielkiej liczby zakładów przemysłowych o dużej uciążliwości dla środowiska, zlokalizowanych na tym terenie. Jednak gospodarka odpadami na wysypiskach wykazuje wiele zaniedbań. Zakres selektywnej zbiórki odpadów komunalnych jest niewielki, co prowadzi do szybkiego zapełniania wysypisk. Ogromne znaczenie ma tutaj również niska świadomość ekologiczna społeczeństwa.

Nadal znaczną część odpadów (szacuje się, że ok. 12% [5]) wywozi się na tzw. **dzikie wysypiska**, którymi są wyrobiska żwirowe, glinianki lub też nieużytki. Informacje uzyskane z gmin w roku 2003 wskazywały na istnienie około 270 takich obiektów na terenie województwa. Problemem jest również zaśmiecanie poboczy dróg, głównie przy trasach przelotowych oraz terenów brzegowych rzek i jezior, jak również pozostawianie odpadów przez przekraczających granicę.

Taki stan rzeczy wiąże się z wieloletnim przyzwyczajeniem społeczeństwa do wywożenia odpadów powstałych w gospodarstwach domowych „do lasu”. Nie mniejsze znaczenie mają tu względy finansowe – stosunkowo wysokie opłaty pobierane za wywóz odpadów. Podstawowym składnikiem nielegalnych wysypisk są odpady budowlane, których odzysk stanowi ważny punkt Wojewódzkiego Planu Gospodarki Odpadami [5].

2. Postępowanie z odpadami budowlanymi na terenie Podlasia

2.1. Odpady budowlane w sektorze gospodarczym

Odpady budowlane, którymi są wszelkiego rodzaju pozostałości pochodzące z budowy nowych oraz remontów i rozbiórki istniejących obiektów budowlanych nienadających się do dalszego użytkowania, wg katalogu [1] zalicza się do **grupy 17**. Źródła powstawania odpadów budowlanych na Podlasiu są w dużym stopniu rozproszone, co powoduje znaczne trudności w dokładnym oszacowaniu ich ilości.

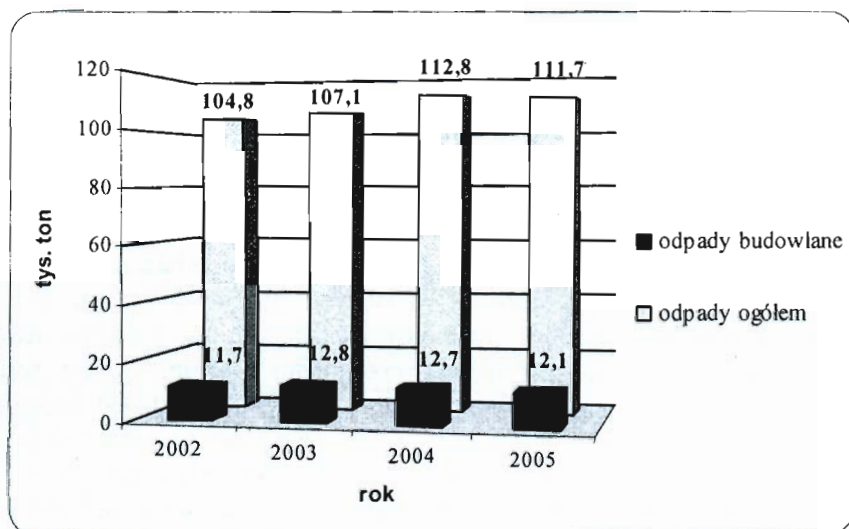
Odpady budowlane trudno zakwalifikować jednoznacznie do sektora odpadów gospodarczych, ponieważ znaczna ich część trafia na składowiska odpadów komunalnych. Zaobserwowane rozbieżności w danych ilościowych prezentowanych przez różne źródła są spowodowane przypuszczalnie m. in. zapisem zawartym w ustawie [4], w myśl którego wytwórca produkujący rocznie do 5 ton odpadów innych niż niebezpieczne nie ma obowiązku przedkładania odpowiednim organom informacji o ich ilości i sposobach zagospodarowania. W związku z tym, że na terenie Podlasia znajdują się głównie drobne i średnie zakłady przemysłowe, ustalenie rzeczywistej ilości odpadów budowlanych wytwarzanych w sektorze gospodarczym jest rzeczą wręcz niemożliwą. Na podstawie przeprowadzanych ankiet oraz danych z Urzędu Marszałkowskiego można określić z pewnym przybliżeniem, że odpady budowlane, stanowiące ok. 1,3 % wszystkich wytwarzanych w omawianym sektorze na Podlasiu, w ok. 30 % są ponownie wykorzystywane, natomiast pozostała część jest unieszkodliwiana głównie poprzez składowanie bądź przejściowo gromadzona na składowiskach przyzakładowych.

2.2. Odpady budowlane w sektorze komunalnym na przykładzie Zakładu Utylizacji Odpadów Komunalnych w Hryniewiczach koło Białegostoku

Inaczej przedstawia się sytuacja z odpadami komunalnymi powstającymi w gospodarstwach domowych, obiektach infrastruktury związanej z handlem, szkolnictwem, turystyką, działalnością gospodarczą i wytwórczą [2]. W województwie funkcjonują dwa zakłady zagospodarowania odpadów komunalnych: kompostownia w Suwałkach oraz kompostownia z sortownią odpadów dla miasta Białegostoku

ku w Hryniewiczach. W dalszej części niniejszego artykułu skoncentrowano się na zakładzie w Hryniewiczach.

Na 11 ha tego składowiska trafia ok. 82 % zebranych w Białymstoku odpadów komunalnych, z czego budowlane stanowią średnio ok. 12 % (rys. 1).

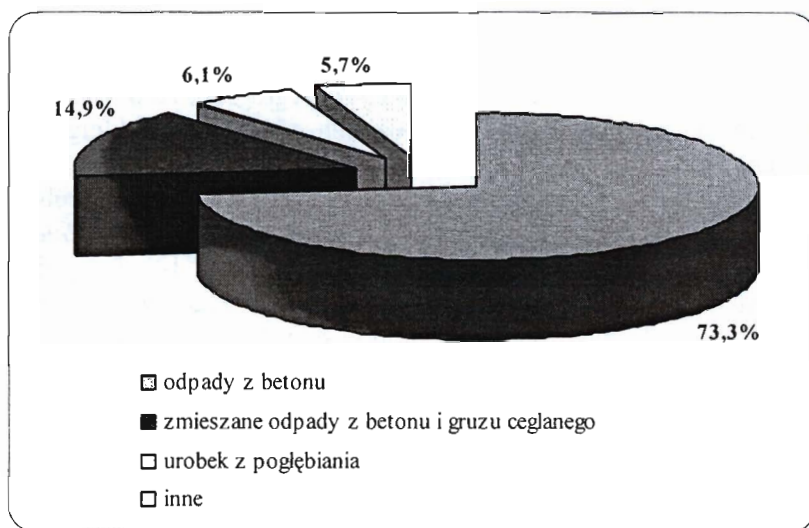


Rys. 1. Ilość odpadów budowlanych gromadzonych przez ZUOK w Hryniewiczach k. Białegostoku w latach 2002+2005 w odniesieniu do całej ilości odpadów

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z ZUOK

Od 2002 r. odpady budowlane w ZUOK w Hryniewiczach klasyfikowane są (wg katalogu [1]) na następujące podgrupy i rodzaje: odpady betonu oraz gruz betonowy z rozbiórek i remontów, zmieszane odpady z betonu i gruzu ceglanego, drewno z rozbiórek, szkło z rozbiórek, odpadowa papa i urobek z pogłębiania.

Procentową zawartość poszczególnych rodzajów odpadów w grupie 17 przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Procentowy skład odpadów budowlanych gromadzonych w ZUOK w Hryniewiczych k. Białegostoku (stan na 2005 r.)

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z ZUOK

Z rys. 2 wynika, że podstawowym rodzajem odpadów budowlanych segregowanych jest gruz betonowy (73,3%); pozostałe odpady stanowią 26,7 %. Dotychczas wykorzystuje się jako przesypkę technologiczną na pola składowe jedynie urobek z pogłębiania (6,1%). Pozostałe odpady po prostu się składowuje. Około 73 % wszystkich dostarczanych do ZUOK odpadów nie segreguje się.

Zróźnicowanie cen przyjęcia odpadów do składowania ma na celu m. in. zachęcenie wytwórców do ich segregacji, ponieważ o ile np. koszt składowania odpadów betonowych wynosi 20zł/tonę, o tyle koszt odpadów niesegregowanych – 66zł/tonę. W powyższych cenach nie uwzględnia się wymagań ustawy [4], w myśl której ceny składowania powinny obejmować również koszty budowy, eksploatacji, zamknięcia, rekultywacji, monitorowania i nadzorowania składowiska. W związku z tym przygotowano projekt nowego cennika: przyjęcie odpadów segregowanych – 14 zł/tonę (niższy niż obecnie), przyjęcie odpadów pozostałych – 98 zł/tonę.

Na przykładzie danych uzyskanych z ZUOK w Hryniewiczych stwierdzić można, że gospodarka odpadami na Podlasiu pozostawia wiele do życzenia. Znaczną część odpadów budowlanych w regionie stanowi gruz betonowy, który po odpowiednim przetworzeniu mógłby być wykorzystany np. jako materiał do podbudowy dróg lub jako kruszywo wtórne do produkcji mieszanki betonowej. Jed-

nakże, ze względu na brak nowoczesnych systemów odzysku, w znacznej części trafia on na składowiska odpadów komunalnych. Poza tym ponad 73 % odpadów tam przekazywanych nie podlegało wcześniejszej segregacji, co dodatkowo utrudnia osiągnięcie wymaganego ustawowo poziomu odzysku i recyklingu odpadów budowlanych [5].

W związku z powyższym, w celu kompleksowego rozwiązania problemu gospodarki odpadami w regionie, przygotowano przedsięwzięcie pn. „*Zintegrowany system gospodarki odpadami dla aglomeracji białostockiej*” [3]. Polegać ma ono m. in. na zamknięciu i rekultywacji istniejących oraz przygotowaniu nowych pól składowych, wprowadzeniu selektywnej zbiórki odpadów oraz budowie segmentu rozdrabniania materiałów budowlanych pochodzących z rozbiórk. Program ten jest jeszcze na etapie opracowania dokumentacji w postaci studium wykonalności, ale daje nadzieję na znaczącą poprawę sytuacji w zakresie gospodarki odpadami na Podlasiu.

3. Perspektywy w zakresie recyklingu odpadów

W drugiej połowie XX wieku, w wyniku procesu industrializacji ilość powstałych i niezagospodarowanych odpadów zastraszająco wzrosła. Szacuje się, że na świecie powstaje rocznie ok. 20 mld Mg odpadów przemysłowych i ok. 1,5 mld Mg komunalno-bytowych. Takie ilości odpadów deponowane przez dziesiątki lat na składowiskach zajmują setki tysięcy km² powierzchni naszej planety.

Kraje rozwinięte, starając się uporządkować gospodarkę odpadami, wydały liczne dyrektywy i decyzje związane z tym problemem. Pierwsza z nich, zwana ramową, ukazała się w 1975 r. [7] i zwracała uwagę m. in. na ochronę zdrowia ludzi i środowiska przed szkodliwymi skutkami spowodowanymi przez zbieranie, transport, unieszkodliwianie, magazynowanie oraz składowanie odpadów.

Największym wydarzeniem historycznym z zakresu ochrony środowiska była Agenda 21, przyjęta na Konferencji Narodów Zjednoczonych „Środowisko i Rozwój” zorganizowanej w Rio de Janeiro w czerwcu 1992 r. Jeden z jej rozdziałów dotyczy ochrony środowiska i zarządzania zasobami naturalnymi w celu zapewnienia trwałego i zrównoważonego rozwoju (ang.: sustainable development).

Wiek XXI będzie charakteryzować zapewne rozwój cywilizacji co spowoduje wzrost produkcji i dóbr konsumpcyjnych a zatem przysporzy również mas odpadów. Ważnym elementem konieczności utrzymania równowagi między potrzebami rozwojowymi człowieka a ochroną środowiska jest przetworzenie i ponowne wykorzystywanie odpadów jako surowca wtórnego do produkcji nowych wyro-

bów. Problem ten jest od wielu lat przedmiotem badań w krajach wysoko uprzemysłowionych.

Akcesja Polski do Unii Europejskiej doprowadziła do przyjęcia wielu uregulowań unijnych, również w dziedzinie gospodarki odpadami, dzięki czemu powoli tworzy się sprawny system w tym zakresie. Ochrona środowiska powinna stanowić integralną część każdej działalności gospodarczej, a pozyskiwane środki zarówno krajowe jak i unijne należy głównie wykorzystywać na tworzenie oraz kontynuację prac badawczo-rozwojowych, dotyczących technologii małodopadowych oraz technologii odzysku i ponownego użycia odpadów.

Na świecie od wielu lat prowadzi się badania dotyczące zastosowania przekruszonego gruzu betonowego bądź ceglanego jako kruszywa wtórnego do produkcji nowego betonu.

Według Krajowego Planu Gospodarki Odpadami [6] do roku 2014 Polska powinna osiągać poziom 60% odzysku odpadów budowlanych ogółem i 90% gruzu budowlanego; problem ten nie jest dotychczas rozwiązany w naszym kraju.

4. Badania własne

Wychodząc naprzeciw temu zagadnieniu Politechnika Białostocka już od kilku lat prowadzi badania nad możliwością ponownego wykorzystania gruzu budowlanego jako kruszywa do produkcji nowego betonu. W dalszej części artykułu przedstawiono przykładowe wyniki prowadzonych badań [10]. Przygotowano 5 serii próbek, dla których składy mieszanek betonowych zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanek betonowych na 1 m³ [10]

Seria	Cement kg	Woda dm ³	W/C	Piasek kg	Żwir, kg			Kruszywo wtórne, kg			SP dm ³
					2/4	4/8	8/16	2/4	4/8	8/16	
B0	425	170,2	0,40	560,9	187,0	373,9	747,9	-	-	-	-
B1	425	195,5	0,46	536,6	-	-	-	178,9	357,7	715,5	-
B2	425	181,9	0,43	547,5	91,3	182,5	365,0	91,3	182,5	365,5	-
B3	425	170,2	0,40	536,6	-	-	-	178,9	357,7	715,5	6,38
B4	425	170,2	0,40	547,5	91,3	182,5	365,0	91,3	182,5	365,5	4,25

Zaprojektowano mieszanki betonowe o jednakowej konsystencji V2. Konsystencję regulowano poprzez dodanie wody (składy B1 i B2) lub poprzez zastosowanie superplastyfikatora melaminowo-formaldehydowego (składy B3 i B4). Powierzchnia kruszywa z recyklingu była szorstka i porowata ze względu na pozostałość zaprawy na ziarnach. Z tego powodu oraz ze względu na znaczną zawartość frakcji pylistych nasiąkliwość tego kruszywa jest większa od nasiąkliwości kruszywa naturalnego. W efekcie ilość wody potrzebna do przygotowania mieszanki betonowej o konsystencji takiej samej jaką ma mieszanka wzorcowa, musiała ulec zwiększeniu. Dodatkową potrzebną wodę, przy założeniu utrzymania jednakowej konsystencji dla poszczególnych mieszanek, określano na drodze doświadczalnej.

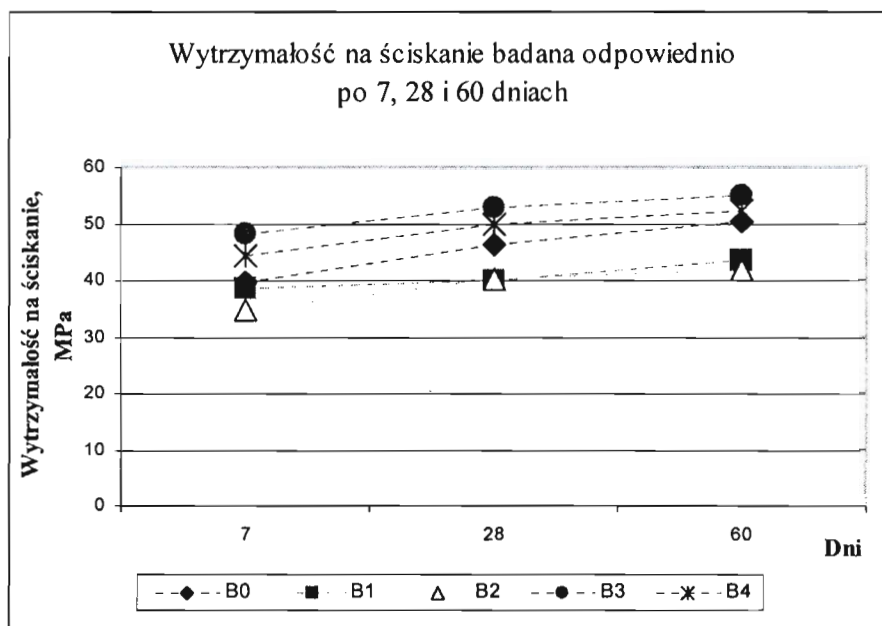
Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzono zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 12390-3 „Badanie betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania”, a badanie wytrzymałości na zginanie wg PN-EN 12390-5 „Badanie betonu. Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badania”. Nowa norma PN-EN 206-1 nie określa metody badania nasiąkliwości betonu, z tego względu badania te wykonano zgodnie z procedurą podaną w normie PN-88/B-06250 „Beton zwykły”.

Wyniki badań

Wytrzymałość na ściskanie była badana po 7, 28 i 60 dniach twardnienia betonu, wytrzymałość na zginanie po 28 dniach. Wyniki badań przeprowadzonych na mieszankach betonowych i betonie zestawiono w tabeli 2 oraz na rys. 3.

Tabela 2. Właściwości techniczne mieszanek betonowych i betonów

Właściwość	Wyniki badań				
	B0	B1	B2	B3	B4
Wskaźnik W/C	0,40	0,46	0,43	0,40	0,40
Konsystencja Vebe , s	11	11	13	12	11
Gęstość pozorna, kg/dm ³	2,46	2,43	2,45	2,46	2,48
Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach, MPa	39,8	38,7	34,8	48,1	44,3
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach, MPa	46,3	40,0	40,2	53,0	50,0
Wytrzymałość na ściskanie po 60 dniach, MPa	50,3	43,6	41,8	55,0	52,3
Wytrzymałość na zginanie, MPa	3,8	4,6	4,2	5,5	5,1
Klasa betonu według PN-EN 206-1	C 30/37	C 25/30	C 25/30	C 35/45	C 35/45
Nasiąkliwość, %	4,51	5,81	4,79	4,82	4,59



Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie dla poszczególnych serii próbek, badana po 7, 28 i 60 dniach

Wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie i nasiąkliwość betonu wykonanego z kruszywem grubym z recyklingu frakcji 2/16 porównano z parametrami osiągniętymi przez beton wzorcowy (B0). Umiarkowana zawartość cementu (425 kg/m^3) pozwoliła otrzymać beton z kruszywem z recyklingu o wytrzymałości około 40 MPa, co odpowiada klasie betonu C 25/30. Uzyskanie tak dobrych wyników było możliwe z powodu zastosowania kruszywa odpadowego pochodzącego z betonu bez zanieczyszczeń, wykonanego z wysokiej jakości kruszywa bazaltowego. W betonie kontrolnym jako kruszywo grube zastosowano naturalny żwir. Skutkiem takiego składu betonów wytrzymałość na zginanie betonu recyklingowego jest wyższa. Dodanie superplastyfikatora w celu zmniejszenia stosunku W/C w betonie z kruszywem odpadowym pozwoliło nawet uzyskać beton o lepszych parametrach wytrzymałościowych.

Nasiąkliwość betonu recyklingowego jest wyższa niż nasiąkliwość betonu kontrolnego, pozostaje jednak poniżej wartości przyjmowanych za dopuszczalne dla betonu pracującego w warunkach osłoniętych przed wpływami atmosferycznymi.

Podsumowanie

Badania krajowe i zagraniczne wskazują jednoznacznie, że przekruszony beton z rozbiórki obiektów budowlanych może być pełnowartościowym surowcem do produkcji betonów konstrukcyjnych. Beton wykonany z kruszywa z recyklingu, jeśli porównać go z betonem na kruszywie naturalnym, charakteryzuje się [8,9]:

- niższą wytrzymałością na ściskanie ($10\div 30\%$),
- niższą wytrzymałością na rozciąganie (ok. 10%),
- mniejszym modułem sprężystości ($10\div 40\%$),
- większym skurczem (nawet do 55%), przy nieznacznie większym pęcznieniu,
- nieznacznie krótszym czasem wiązania betonu,
- szybszą utratą urabialności.

Poważnym problemem na Podlasiu jest brak segregacji odpadów, co utrudnia ich powtórne użycie. Brak zaplecza technologicznego i technicznego do przetwarzania odpadów budowlanych powoduje to, że w większości są one składowane. Nadzieją dla Podlasia w zakresie gospodarki odpadami jest przygotowywane przedsięwzięcie pn. „*Zintegrowany system gospodarki odpadami dla aglomeracji białostockiej*” [3]. Polegać ma ono m. in. na zamknięciu i rekultywacji istniejących oraz przygotowaniu nowych pól składowych, wprowadzeniu selektywnej zbiórki odpadów oraz budowie segmentu rozdrabniania materiałów budowlanych pochodzących z rozbiórki.

Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 r. w sprawie „*Katalogu odpadów*”. (Dz.U.02.112.1206).
- [2] Uchwała nr XXVII/253/04 Rady Miejskiej Białegostoku z dn. 28 czerwca 2004 r. w sprawie „*Przyjęcia Programu Ochrony Środowiska i PGO dla Miasta Białegostoku na lata 2004-2015*”.
- [3] Uchwała nr LI/595/05 Rady Miejskiej Białegostoku z dn. 12 grudnia 2005 r. w sprawie „*Współfinansowania przygotowania przedsięwzięcia pn. Zintegrowany system gospodarki odpadami dla aglomeracji białostockiej*”.
- [4] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. „*O odpadach*” (Dz. U.01.62.628).
- [5] *Wojewódzki Plan Gospodarki Odpadami*, Białystok, 2003.

- [6] Uchwała Rady Ministrów z 22 października 2002 r. w sprawie „Krajowego Plan Gospodarki Odpadami” ((M.P. z dnia 28 lutego 2003 r.)
- [7] Dyrektywa Rady z dn. 15 lipca 1975 r. w sprawie odpadów (75/442/EWG)
- [8] Grodzicka A., Siemaszko-Lotkowska D., Wolska-Kotańska C.: Wybrane aspekty charakterystyki kruszyw pochodzących z recyklingu betonu i ich wykorzystanie. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej nt. "Budownictwo spełniające wymagania zrównoważonego rozwoju (sustainable construction)", ITB, Mrągowo, 2002 r., str. 141-151.
- [9] Ajdukiewicz A.: Prefabrykacja betonowa w strategii zrównoważonego rozwoju. Materiały XIX Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Beton i prefabrykacja”, Jadwisin, 2004 r., str. 11-22.
- [10] Małaszkiwicz D., Pawluczuk E.: Wpływ kruszywa z recyklingu na wybrane cechy techniczne betonu. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Technologia i zarządzanie w budownictwie”, Karłów 2006 r., str. 405-410.

MANAGEMENT OF BUILDING WASTE IN PODLASKIE VOIVODESHIP

Summary: Building waste, especially this which is stored on landfill sites, is a serious ecological and economical problem in Podlaskie Voivodeship. Considerable part of this waste is concrete rubble. After processing it could be reused in road construction industry or in recycled aggregate concrete. There are not modern systems of rubble recycling in this part of Poland. The government plan, which will help to solve problems considering building waste management in Podlasie, is now being prepared.

Key words: building waste, recycling, selective waste collection, storage.

Artykuł zrealizowano w ramach projektu badawczego S/IIB/1/05 i S/IIB/1/06.

*Jolanta A. Prusiel, Wadim Nikitin**

Stan wilgotnościowy ziaren zbóż składowanych w silosach w warunkach izotermicznego zawilgocenia

Streszczenie: Teoretyczne analizy rozkładu pól temperatury i wilgoci w silosach na zboże wymagają przyjęcia odpowiednich warunków brzegowych, które uwzględniają właściwości materiałów oraz określają specyfikę procesu przenoszenia wilgoci. W artykule zaproponowano metodę wyznaczania współczynnika przenoszenia pary wodnej δ_p w materiale ziarnistym typu zboże. W tym celu przeprowadzono badania doświadczalne dla pszenicy. Wykorzystując modelowanie komputerowe przedstawiono metodę prognozowania stanu wilgotnościowego ziaren zbóż magazynowanych w silosach.

Słowa kluczowe: wilgotność ziarna, przenoszenie wilgoci, silos.

Wstęp

W normalnych warunkach przechowywania ziarna zbóż w silosach i magazynach (wilgotność względna powietrza 40÷90%) jego wilgotność może zmieniać się od 11 do 22% masy suchego ziarna. Takim zmianom wilgotności towarzyszy istotna zmiana wartości takich właściwości fizycznych, jak gęstość nasypowa, kąt tarcia wewnętrznego, współczynnik tarcia o powierzchnię materiału konstrukcji, moduł sprężystości ośrodka sypkiego itp. [1]. Wartości tych właściwości uwzględnia się przy projektowaniu procesów technologicznych związanych ze składowaniem i przetwarzaniem ziarna oraz w obliczeniach konstrukcji silosowych. Należy pod-

* Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

kreślić, że warunki przechowywania ziarna powinny być takie, żeby jego wilgotność nie przekroczyła wartości krytycznej, np. graniczna wilgotność ziarna pszenicy i żyta wynosi $14,5 \div 15,5\%$ [2]. Przekroczenie tej granicy powoduje zintensyfikowanie procesów biochemicznych w ziarnie, czego wynikiem może być samonagrzew ziarna do $60 \div 80^\circ\text{C}$ oraz zwiększenie jego objętości w wyniku pęcznienia [3], a także pogorszenie jego jakości. Pęcznienie i nagrzewanie ziarna w połączeniu ze spadkiem temperatury na zewnętrznej powierzchni konstrukcji może spowodować dodatkowe rozciąganie w żelbetowej ścianie silosu.

Do oceny stanu zawilgocenia ziarna w rzeczywistych warunkach jego magazynowania można zastosować metodę obliczeniową z wykorzystaniem modelowania komputerowego, które rozwiązuje złożone modele matematyczne opisujące zjawisko przenoszenia wilgoci w ośrodku ziarnistym. W celu zweryfikowania założeń przyjętych do programu komputerowego przeprowadzono badanie laboratoryjne zawilgocenia izotermicznego pszenicy.

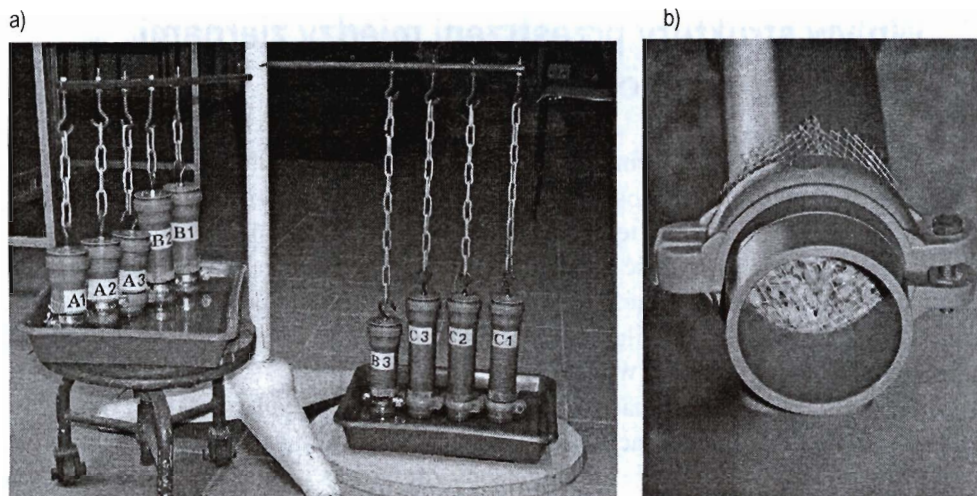
W artykule porównano wyniki laboratoryjnych badań doświadczalnych i symulacji komputerowej. Po przeanalizowaniu procesu izotermicznego przenoszenia pary wodnej w organicznym ośrodku ziarnistym pokazano możliwości prognozowania stanu zawilgocenia masy ziarna zboża składowanego w silosach w warunkach normalnych.

1. Badania laboratoryjne

Wykonano laboratoryjne badanie doświadczalne zawilgocenia izotermicznego pszenicy konsumpcyjnej. Ziarna wysuszone do wilgotności $u = 11\%$ umieszczono w cylindrach z tworzywa sztucznego o średnicy wewnętrznej 44 mm i trzech różnych wysokościach (po trzy próbki każdego rodzaju):

- $H = 50$ mm – próbki typu A1, A2, A3,
- $H = 100$ mm – próbki typu B1, B2, B3,
- $H = 150$ mm – próbki typu C1, C2, C3.

Próbki szczelnie zamknięto od góry, natomiast od spodu zakończono siatką i pierścieniem wysokości 4 cm. Tak przygotowane próbki zawieszono na statywie i zanurzono w wodzie na głębokość około 2 cm (fot.1). Pomiędzy powierzchnią wody i pszenicy utworzono więc 2-centymetrową warstwę powietrza.



Fot. 1. Stanowisko do badania materiałów ziarnistych w laboratorium: a) próbki zanurzone w wodzie, b) widok od spodu próbki badawczej z pszenicą

Badania trwały około 8 miesięcy. W pomieszczeniu laboratoryjnym zachowywano w miarę stałą temperaturę i wilgotność. Podczas eksperymentu mierzono przyrost masy próbek pszenicy w wyniku wchłaniania przez ziarno cząstek pary wodnej, zawartych w wilgotnym powietrzu w przestrzeni między ziarnami, w warunkach izotermicznych. Próbkę pszenicy ważono metodą dyskretną z wykorzystaniem wagi elektronicznej o dokładności odczytu 0,01g. Na początku (pierwszy dzień) zmiany masy próbki odczytywano co 1 h, przez kolejne 9 dni co 6 h, a następnie wydłużano czas pomiędzy pomiarami aż do tygodnia. Proces absorpcji pary wodnej przez ziarno pszenicy do stanu równowagi sorpcyjnej okazał się długotrwały. Zgodnie z oczekiwaniami, najwcześniej (po 77 dobach), zakończono badanie próbek typu A (wysokość próbki $H = 50$ mm), natomiast próbek typu B i C - po 247 dobach. W trakcie badań analizowano powtarzalność w danej serii próbek i przyrost masy próbek w czasie. W warunkach laboratoryjnych wyznaczono również, metodą objętościową z wykorzystaniem suchego ziarna i wody destylowanej, objętość przestrzeni między ziarnami pszenicy; wyniosła ona 35%.

Po zakończonym procesie wchłaniania wilgoci przez ziarno próbki podzielono na warstwy grubości 1, 2 i 3 cm. Metodą wagową wyznaczono wilgotność ziarna w poszczególnych warstwach próbek. Wyniki badań laboratoryjnych (średnie arytmetyczne z trzech próbek) przedstawiono na rysunkach 1 i 2.

2. Wpływ struktury przestrzeni między ziarnami na proces przenoszenia wilgoci

W ostatnich latach sformułowano mechanizmy fizyczne bardzo złożonych procesów opisujących przenoszenie wilgoci w kapilarno-porowatych materiałach budowlanych [4, 5, 6]. Na tej podstawie, oraz uwzględniając geometrię ziaren pszenicy, a także ich zdolność wchłaniania wilgoci w fazie gazowej i ciekłej przez osłonkę ziarna, można przyjąć, że w przestrzeni między ziarnami w każdym rozpatrzonej przedziale zmian wilgotności względnej powietrza φ przenoszona wilgoć wystąpi tylko w postaci pary wodnej.

Przy wysokich wartościach φ (około 70 % i większych) w strefie kontaktu ziaren jest możliwa kondensacja pary wodnej i powstawanie fazy ciekłej. Przyrost objętości wilgoci w tej fazie jest ograniczony zdolnością wchłaniania wilgoci przez ziarno [2, 7]. Faza ciekła nie może mieć istotnego wpływu na zmniejszenie efektywnej powierzchni przestrzeni między ziarnami, w której jest przenoszona wilgotne powietrze. W ogólnym przypadku cały strumień masy pary wodnej można podzielić na składową dyfuzyjną, spowodowaną gradientem ciśnienia cząstkowego pary wodnej, oraz drugą składową, spowodowaną gradientem całkowitego ciśnienia gazu [4]. W odniesieniu do doświadczenia omawianego w artykule druga składowa praktycznie nie występowała.

Składową dyfuzyjną strumienia masy pary wodnej w przestrzeni między ziarnami można opisać pierwszym prawem Ficka w postaci:

$$g = -\delta_p \operatorname{grad} p, \quad (1)$$

gdzie

δ_p – współczynnik przenoszenia pary wodnej w przestrzeni między ziarnami, [kg/(m·s·Pa)];

p – ciśnienie cząstkowe pary wodnej, [Pa].

Współczynnik przenoszenia pary wodnej w przestrzeni między ziarnami można wyznaczyć z zależności:

$$\delta_p = f_s \delta_0, \quad (2)$$

gdzie

δ_0 – współczynnik dyfuzji pary wodnej w powietrzu;

f_s – współczynnik struktury uwzględniający wpływ parametrów struktury przestrzeni między ziarnami.

Wyznaczenie współczynnika δ_p w materiałach budowlanych wg wzoru (2) jest znane od dawna [4, 8, 9]. Do określenia współczynnika struktury f_s w przestrzeni między ziarnami można wykorzystać równanie [10]:

$$f_s = \left\{ \frac{1}{2} + \sin \left[\frac{\arcsin(2P-1)}{3} \right] \right\}^2, \quad (3)$$

gdzie

P – objętość przestrzeni między ziarnami w jednostce nasypowej objętości ziarna.

Równanie (3) otrzymano na podstawie analogii procesów przenoszenia ciepła i gazu (pary wodnej) [11].

3. Opis matematyczny niestacjonarnego procesu przenoszenia pary wodnej w ziarnie zboża

W przybliżeniu można przyjąć, że w badaniu doświadczalnym próbek o kształcie cylindrów wypełnionych ziarnem pszenicy występuje niestacjonarny jednowymiarowy izotermiczny proces przenoszenia pary wodnej w przestrzeni między ziarnami. W trakcie tego procesu przenoszona wilgoć masowa w jednostce masy ziarna zmienia się w zależności od wartości współrzędnej x oraz czasu t , tj. $u = u(x, t)$.

Niestacjonarny jednowymiarowy izotermiczny proces przenoszenia pary wodnej w przestrzeni między ziarnami opisano równaniem, które przedstawia zasadę zachowania masy [8, 11]:

$$\rho_0 \xi \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\delta_p \frac{\partial p}{\partial x} \right), \quad (4)$$

gdzie

ρ_0 – gęstość nasypowa ziarna w stanie suchym;

ξ – właściwa pojemność pary wodnej w ziarnie, tj. masa pary wodnej, która jest potrzebna do podwyższenia ciśnienia cząstkowego pary wodnej o 1 Pa w jednostce masy ziarna.

Właściwą pojemność pary wodnej określono ze wzoru:

$$\xi = \frac{1}{p_s} \frac{du}{d\varphi}, \quad (5)$$

gdzie

p_s – ciśnienie cząstkowe pary wodnej w stanie nasycenia;

$\varphi = \frac{p}{p_s}$ – względna wilgotność powietrza.

Przy wyznaczaniu pochodnej $\frac{du}{d\varphi}$ można wykorzystać izotermę sorpcji, którą w odniesieniu do ziarna pszenicy przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Równowazna wilgotność ziarna przy temperaturze 20 °C (izotermę sorpcji) [2]

Rodzaj ziarna	Wilgotność u [%] przy względnej wilgotności powietrza φ [%]											
	10	20	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95
Pszenica	6,6	8,4	9,5	10,9	12,2	13,4	14,8	15,3	16,7	18,6	20,4	24
Żyto	6,9	8,2	9,6	10,9	12,2	13,5	15,1	16,2	17,5	19,3	21,6	24,5

Aby rozwiązać równanie (4), należy przyjąć odpowiednie początkowe warunki brzegowe na górnej i dolnej powierzchni próbki. Warunek początkowy wskazuje na to, że przed rozpoczęciem badania ($t = 0$) warstwa pszenicy grubości H ma wilgotność początkową u_0

$$u(x,0) = u_0, \quad 0 \leq x \leq H \quad \text{i} \quad t = 0. \quad (6)$$

Na górnej zamkniętej powierzchni próbki ziarna przenoszenie pary wodnej nie występuje, a więc wektor gęstości strumienia pary wodnej równy jest 0

$$g(x,t) = 0, \quad x = H \quad \text{i} \quad t \geq 0. \quad (7)$$

Względna wilgotność powietrza na granicy otwartej dolnej powierzchni próbki ziarna jest stała i wynosi 97%

$$\varphi(x,t) = 97\%, \quad x \leq 0 \quad \text{i} \quad t \geq 0. \quad (8)$$

Na podstawie wzorów (4) ÷ (8), można wyznaczyć nieznaną funkcję $p(x,t)$ i $u(x,t)$. Jeżeli znana jest funkcja $u(x,t)$, można obserwować zmiany masy ziarna w czasie procesu izotermicznego zawilgocenia:

$$\Delta m = m(t) - m_0 = \rho_0 A \int_0^H (u - u_0) dx, \quad (9)$$

gdzie

m_0 – początkowa masa ziarna przy $t = 0$ w cylindrycznej próbce;

$m(t)$ – masa ziarna w czasie $t \geq 0$;

A – pole powierzchni wewnętrznego przekroju poprzecznego cylindrycznej próbki ziarna.

4. Analiza wyników modelowania komputerowego

Proces izotermicznego zawilgocenia rozpatrywany w eksperymencie i opisany matematycznie wzorami (1) + (9) modelowano komputerowo, wykorzystując program opracowany przez autorów [12]. Współczynnik przewodności cieplnej λ i ciepło właściwe C ziarna pszenicy wyznaczono z uwzględnieniem jej wilgotności zgodnie ze wzorami wyprowadzonymi na podstawie pracy [7]:

$$\lambda = 0,07 + 0,0023u, \text{ W/(m}\cdot\text{K)},$$

$$C = 1,047 + 0,042u, \text{ kJ/(kg}\cdot\text{K)},$$

gdzie

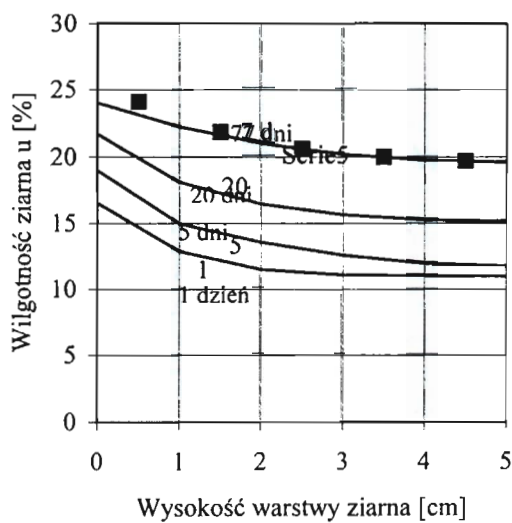
u – wilgotność masowa ziarna [%].

Na podstawie danych literaturowych przyjęto, że na otwartej dolnej powierzchni próbki ($x = 0$) opór dyfuzyjny ziarna $R_e = 13,3 \text{ (m}^2\cdot\text{h}\cdot\text{Pa)/g}$, współczynnik oddawania ciepła $\alpha_e = 23 \text{ W/(m}^2\cdot\text{s)}$ oraz współczynnik przenoszenia pary wodnej w powietrzu $\delta_0 = 6,23 \cdot 10^{-4} \text{ g/(m}\cdot\text{h}\cdot\text{Pa)}$.

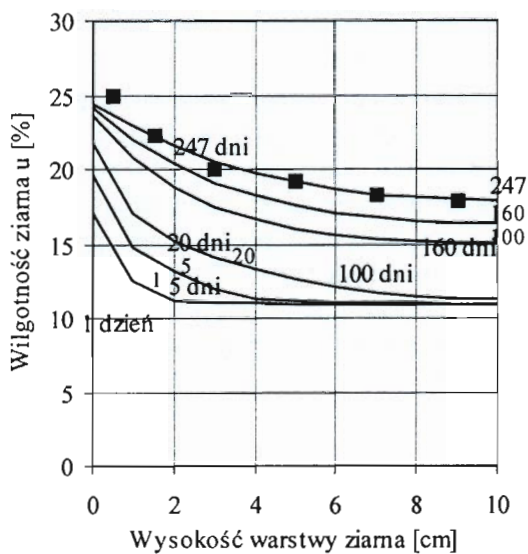
Założono, że wyznaczona doświadczalnie względna objętość przestrzeni między ziarnami w jednostce objętości nasypowej ziarna $P = 0,35$ w trakcie procesu izotermicznego zawilgocenia nie zmienia się. Przy takiej wartości P współczynnik struktury przestrzeni między ziarnami f_s , wyznaczony na podstawie wzoru (3), równy jest $f_s = 0,158$, a współczynnik przenoszenia pary wodnej w przestrzeni między ziarnami określony z zależności (2) przyjmuje wartość $\delta_p = 0,98 \cdot 10^{-4} \text{ g/(m}\cdot\text{h}\cdot\text{Pa)}$.

Wyniki symulacji komputerowej otrzymane przy takich danych początkowych pokazano na rysunkach 1 i 2.

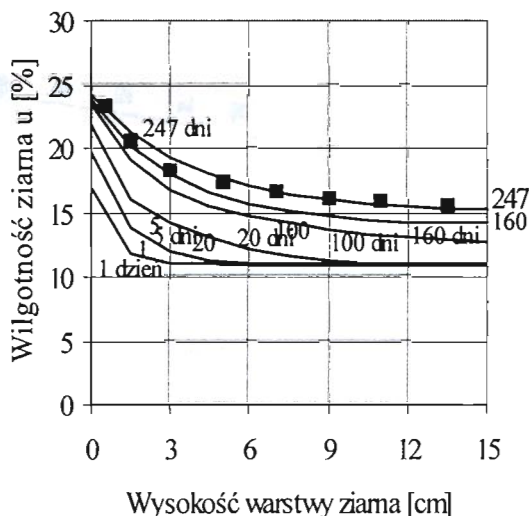
a)



b)



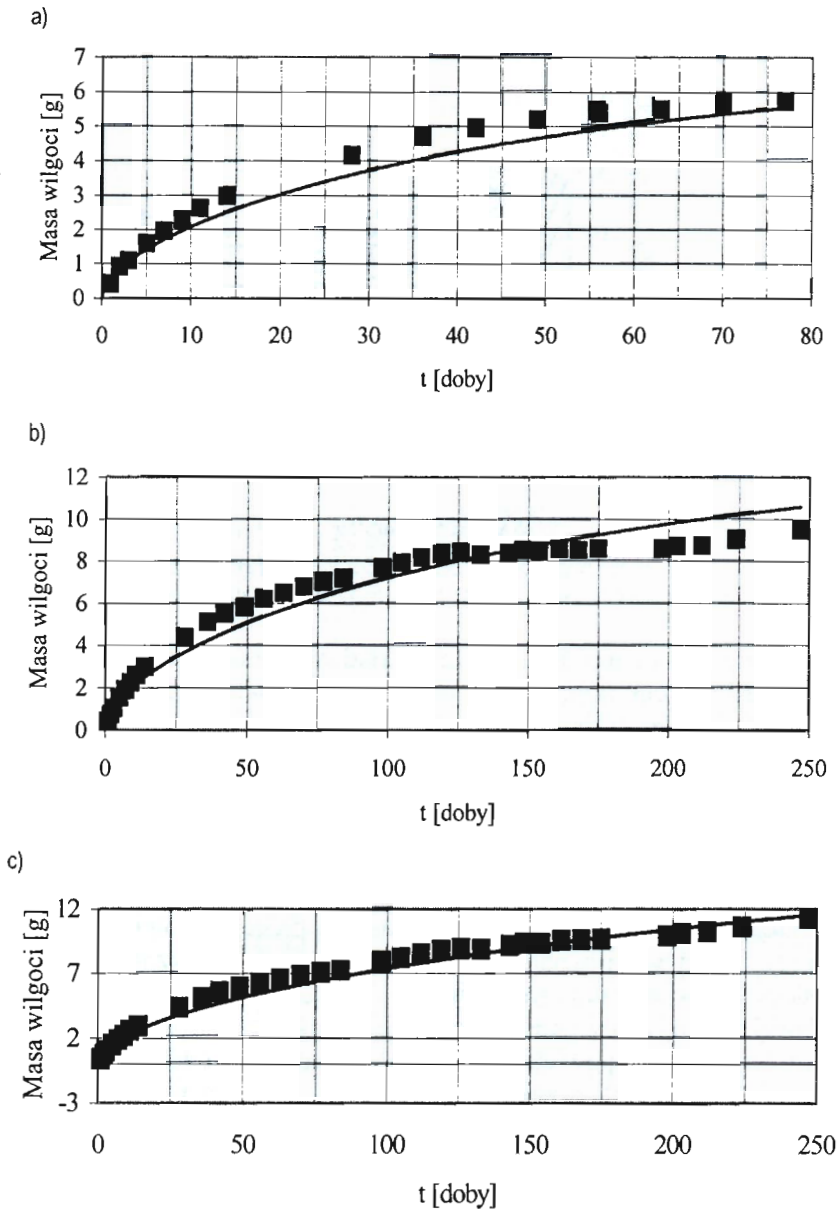
c)



Rys. 1. Zmiana wilgotności próbek po wysokości H w funkcji czasu: a) próbki A, b) próbki B, c) próbki C (punkty - wyniki na koniec eksperymentu)

Z wykresów na rysunku 1 widać, że rozkład wilgotności po wysokości próbek ziarna $H = 5, 10$ i 15 cm, ustalony w wyniku eksperymentu oraz z wykorzystaniem modelowania komputerowego, na zakończenie procesu izotermicznego zawilgożenia ($t = 77$ dni – próbki typu A, $t = 247$ dni – próbki typu B i C), praktycznie się pokrywa. Na tej podstawie można przyjąć, że w przypadku innych okresów w czasie eksperymentu rozkład wilgotności w poszczególnych warstwach ziarna, obliczony komputerowo, będzie zbliżony do rzeczywistego. A więc z praktycznego punktu widzenia funkcja $u(x, t)$ jest wyznaczona wystarczająco dokładnie.

Z rysunku 2 wynika, że zmiana masy ziarna w procesie izotermicznego zawilgożenia przy jednowymiarowym strumieniu pary wodnej, wyznaczona ze wzoru (9) i uzyskana doświadczalnie różni się nieznacznie. Niektóre odchylenia krzywej obliczeniowej od wyników doświadczalnych można wytłumaczyć niewielkimi wahaniami temperatury powietrza w laboratorium oraz odchyleniami wartości parametrów początkowych przyjętych do obliczeń. Te parametry mają charakter losowy i ich wartości mogą zawierać się w szerokim przedziale. Jak pokazały symulacje komputerowe, przy zmianie wartości takich parametrów, jak opór dyfuzyjny ziarna R_c , współczynnik przenoszenia pary wodnej w powietrzu δ_0 , względna objętość przestrzeni między ziarnami w jednostce objętości nasypowej ziarna P , można osiągnąć lepsze prognozowanie wyników badań doświadczalnych pokazanych na rysunku 2.



Rys. 2. Przyrost masy próbek w funkcji czasu – porównanie wyników doświadczalnych (punkty) z wartościami uzyskanymi na podstawie modelu matematycznego (linia ciągła): a) próbki A, b) próbki B, c) próbki C

Z rysunków 1 i 2 wynika, że we wszystkich przypadkach (próbki typu A, B, C) proces izotermicznego zawilgocenia ziarna nie jest zakończony. Stan równowagi osiągnęła tylko dolna warstwa ziarna grubości około 1 cm, która ma powierzchnię otwartą.

Analiza krzywych $u(x,t)$ na rysunku 1 pokazuje, że w próbce ziarna wysokości $H = 5$ cm nastąpiło przekroczenie wilgotności krytycznej ($u_{kr} = 15\%$) po 20 dniach, natomiast przy $H = 10$ cm po 100 dniach, a przy $H = 15$ cm po 247 dniach. W dolnej warstwie każdej próbki wilgotność krytyczna ziarna została przekroczona już po dobie.

Wnioski

Wyniki przeprowadzonego badania świadczą o tym, że w normalnych warunkach przechowywania zboża, kiedy ziarno nie ma kontaktu z wodą, przenoszenie wilgoci będzie zachodzić na ogół w przestrzeni między ziarnami. Do opisu cech tej przestrzeni można wykorzystać współczynnik struktury f_s , który wyznaczono ze wzoru (3).

Zaproponowany model matematyczny może być zastosowany do oceny stanu wilgotnościowego ziaren zbóż składowanych w silosach i magazynach. Wartości parametrów początkowych potrzebnych do wykonania symulacji komputerowych należy przyjmować z uwzględnieniem rzeczywistych warunków brzegowych przechowywania zboża.

Stan wilgotnościowy materiału ziarnistego, sprzężony z polami temperatury, można wykorzystać do analizy odkształceń i obciążeń w konstrukcjach silosowych.

Bibliografia

- [1] Horabik J., Molenda M., Właściwości fizyczne sypkich surowców spożywczych istotne w procesach magazynowania i przetwarzania. Wydania XII Konferencji Naukowo-Technicznej "Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze", Kraków, 2003, s.89–96.
- [2] Kazakov E.D., Kretović V.L., Biohimja zerna i produktov evo pererabotki. Agropromizdat, 1989, s.368.
- [3] Blight G.E.: Effect of Moisture on Properties of Grain Stored in Silos. Bulk Solids Handling, Vol. 15, No. 2, 1995, s.209-213.

- [4] Gawin D., Modelowanie sprzężonych zjawisk ciepłno-wilgotnościowych w materiałach i elementach budowlanych. Zeszyty Naukowe nr 853, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000, s.303.
- [5] Wyrwał J., Świrski J., Problemy zawilgocenia przegród budowlanych. Studia z zakresu inżynierii, Nr 44, PAN KILiW IPPT, Warszawa, 1998, s.109.
- [6] Kubik J., Przepływy wilgoci w materiałach budowlanych. Wydawnictwo Politechniki Opolskiej, Opole, 2000, s.206.
- [7] Lebedev V.B., Promyšlennaja obrabotka i hranenie smesi. Agropromizdat, 1991, s.255.
- [8] Lykov A.V., Teplomassoobmen. Energija, Moskva, 1978, s.480.
- [9] Afonin A.V., Nikitin V.I., Vyčislenie paropronicaemosti kapielarno-poristyh materialov su učetom tečenija sorpcyonnyh plėnok i kondensata. Vestnik BGTU, Stroitelstvo i arhitektura, Nr1 (19), Brest, 2003, s.34–40.
- [10] Afonin A.V., Rasčėt paropronicaemosti poristyh materialov metodom analogii. Materiały Międzynarodowej Konf. "Napřagajuščie cementy, betony u samonapjažennye konstrukcii", 2000, Brest, s.151–155.
- [11] Lykov A.V., Teoretičeskie osnovy stroitelnoj teplofiziki. Izdatelstvo AN BSSR, Minsk, 1961, s.520.
- [12] Prusiel J.A., Nikitin W., Analiza efektów termicznych w cylindrycznych silosach żelbetowych na ośrodki sypkie. Wydania XI Konferencji Naukowo-Technicznej "Żelbetowe i sprzężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze", Świeradów Zdrój, 2000, s.161–168.

HUMIDITY STATE OF GRAINS STORED IN SILOS UNDER CONDITIONS OF ISOTHERMAL MOISTURE

Summary: The theoretical analysis of temperature and moisture field distribution in grain silos requires the assumptions of the suitable boundary conditions, which take into consideration the material properties and define specificity of moisture transfer process. The method of determination of steam transfer coefficient δ_p for granular material, for example cereal, was proposed in the paper. In order to determine material properties, wheat grains were examined. Forecasting of humidity state in grains stored in silos was performed using computer modelling.

Key words: grain humidity, moisture transfer, silo.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej własnej W/IIB/5/04.

*Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa**

Projektowanie składu mieszanki mineralno-asfaltowej metodą Superpave i metodą tradycyjnego betonu asfaltowego

Streszczenie: W artykule przedstawiono przykłady projektowania mieszanki Superpave i mieszanki betonu asfaltowego. Pokazano metodykę w sposobach projektowania tych mieszanek. Uzasadniono konieczność stosowania mieszanek o zwiększonej odporności na deformacje trwałe.

Słowa kluczowe: Metoda Superpave, beton asfaltowy, program SHRP (Strategic Highway Research Program), konstrukcja nawierzchni drogowej, koleinowanie, spękania zmęczeniowe.

Wstęp

Trwałość nawierzchni wykonywanych z mieszanek mineralno-asfaltowych przewiduje się zwykle na 20 lat. Z praktyki wynika, że przed upływem projektowanego okresu eksploatacji nawierzchnie ulegają skoleinowaniu oraz pojawiają się w nich spękania zmęczeniowe [1,4,5,6]. Jedną z przyczyn przedwczesnego zniszczenia nawierzchni jest łączne oddziaływanie intensywnie zwiększającego się natężenia ruchu oraz niekorzystny wpływ bardzo zmiennych warunków klimatycznych [1,4]. Zniszczenia te powodują obniżenie komfortu jazdy oraz pogorszenie bezpieczeństwa ruchu.

* Katedra Dróg i Geodezji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

W celu uzyskania poprawy trwałości nawierzchni drogowej na świecie podjęto szereg prac badawczych – zarówno teoretycznych jak i praktycznych. Jednym z takich przedsięwzięć był program SHRP (Strategic Highway Research Program), przeprowadzony w Stanach Zjednoczonych [13, 4, 6]. Celem programu było opracowanie nowych metod projektowania mieszanek mineralno-bitumicznych, które osiągałyby większą trwałość przy równoczesnym uwzględnieniu aspektów ekonomicznych. Elementem finalnym programu SHRP było opracowanie metody projektowania Superpave. W Polsce Instytut IBDiM opracował i wprowadził wymagania dla nawierzchni o zwiększonej odporności na odkształcenia trwałe. Wymagania te dotyczyły zwiększenia odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na koleinowanie i zmęczenie [7].

W niniejszym artykule przedstawiono przykłady projektowania mieszanki Superpave i mieszanki betonu asfaltowego powszechnie stosowanego w Polsce.

1. Materiały zastosowane do projektowania

Do opracowania uziarnienia mieszanki mineralnej betonu asfaltowego oraz Superpave wykorzystano te same kruszywa łamane, granulowane. Zastosowano następujące rodzaje kruszyw: mączka wapienna, piasek łamany 0/2 mm, grys granodiorytowy 2/5mm, grys gąbro 5/8mm, grys gąbro 8/11mm. W celu ustalenia składu ziarnowego mieszanki mineralnej wykonano analizy sitowe poszczególnych jej komponentów. Zastosowana mieszanka mineralna składa się z kruszywa łamanego spełniającego wymagania stawiane kruszywom do mieszanki betonu asfaltowego i Superpave [1,2,8].

Do projektowania mieszanek betonu asfaltowego i Superpave zastosowano asfalt 35/50. Według wymagań metody Superpave w regionie Polski pn-wsch należy zastosować lepszycze określone jako PG 58-34 (PG – Performance Grade; 58 – średnia siedmiodniowa maksymalna temperatura nawierzchni w okresie letnim; -34 – minimalna temperatura nawierzchni w okresie zimy). Asfalt 35/50 spełnia powyższe wymagania [2,3].

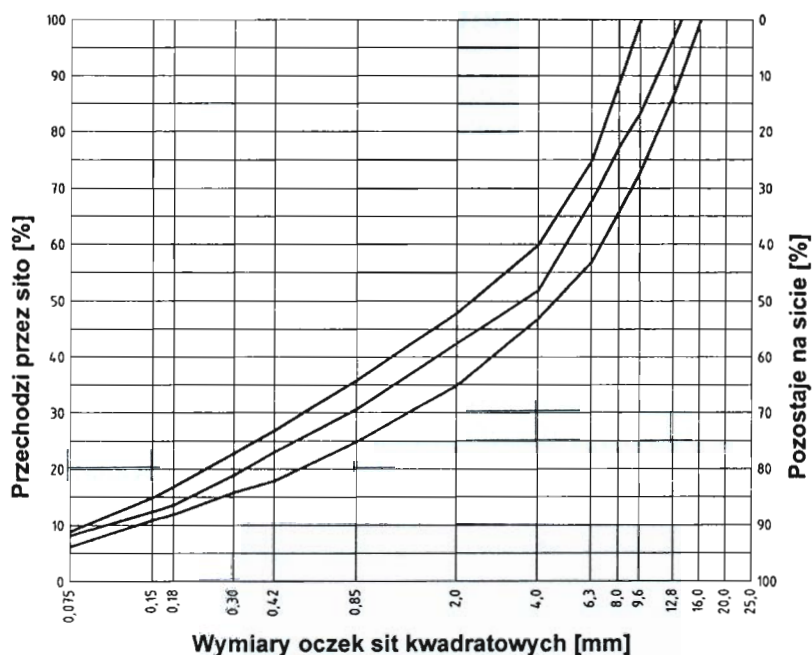
2. Projekt mieszanki betonu asfaltowego

Projektowana mieszanka mineralno-asfaltowa to typ beton asfaltowy na warstwę ścieraną pod obciążenie ruchem kategorii KR3 – KR6 o uziarnieniu 0/12,8 wg PN-S-96025:2000 [8]. Skład mieszanki mineralnej betonu asfaltowego określono na podstawie metody krzywych granicznych najlepszego uziarnienia, natomiast optymalną zawartość lepiszcza asfaltowego ustalono posługując się doświadczalno-obliczeniową metodą wg Marshalla.

Wstępny skład mieszanki mineralno-asfaltowej został zaprojektowany przy użyciu programu „MASBIT”. Na podstawie wprowadzonych danych uzyskano mieszankę mineralną o następującym składzie (tab. 1). Graficzną ilustrację zaprojektowanej krzywej uziarnienia oraz krzywych granicznych najlepszego uziarnienia przedstawiono na rys. 1. Właściwości zaprojektowanej mieszanki betonu asfaltowego podano w tabeli 2. Jak wynika z tab. 2, mieszanka betonu asfaltowego spełnia wszystkie kryteria stawiane przez PN-S-96025:2000 „Drogi samochodowe i lotniskowe – Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania.”[8].

Tab. 1. Skład betonu asfaltowego wg programu „MASBIT”.

Lp.	Nazwa składnika mieszanki	Zawartość procentowa [%]	
		MM	MMA
1.	Mączka mineralna	9,0	8,5
2.	Piasek łamany	34,0	32,2
3.	Grys 2/5mm	13,0	12,3
4.	Grys 5/8mm	23,0	21,8
5.	Grys 8/11mm	21,0	19,9
6.	Asfalt drogowy 50/70	0,0	5,3
Razem:		100	



Rys. 1. Wykres krzywych uziarnienia Projektowanego betonu asfaltowego

Tab. 2. Właściwości zaprojektowanej mieszanki betonu asfaltowego 0/12,8mm

Właściwości MMA	Wartości dla zaprojektowanej MMA	Wymagania wg normy PN-S 96025:2000
Wypełnienie wolnej przestrzeni P_w , [%],	81,792	78,0 ÷ 86,0
Całkowita wolna przestrzeń w próbce, P_k , [%]	2,923	2,0 ÷ 4,0
Stabilność wg Marshalla, [kN],	10,30	>10,0
Odkształcenie wg Marshalla, [mm],	4,0	2,0 ÷ 4,5

3. Projekt MMA wg Superpave

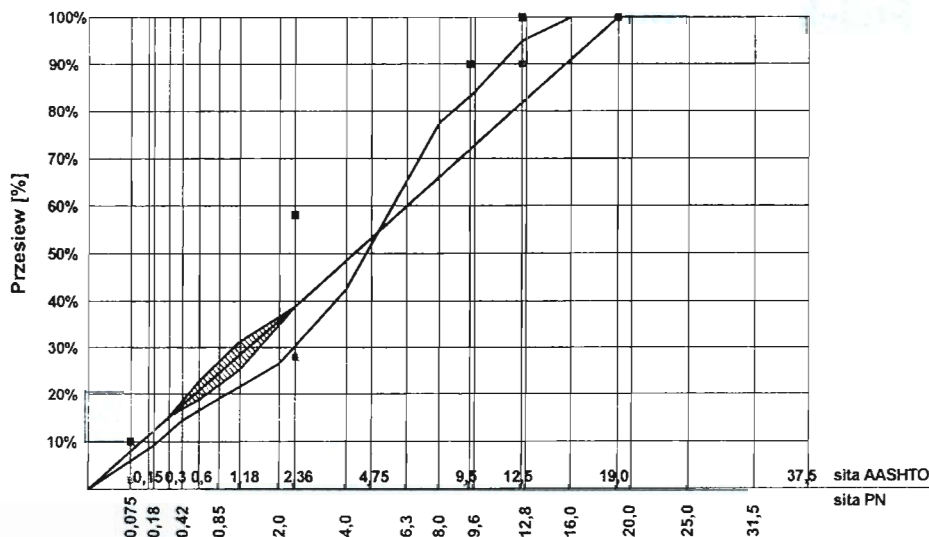
3.1. Projekt mieszanki mineralnej

Idea projektowania mieszanki mineralnej, według wymagań metody Superpave, jest taka, aby krzywa uziarnienia przebiegała pomiędzy 8 punktami, zwanymi punktami kontrolnymi i nie przecinała wyznaczonej dla frakcji piaskowej tzw. strefy zakazanej. Zgodnie z procedurą projektowania należy zaprojektować trzy próbne mieszanki mineralne o zróżnicowanym uziarnieniu, a następnie wykonać dla nich obliczenia [1, 2]. W niniejszym artykule przedstawiono proces projektowania opierając się na jednej mieszance mineralnej.

Na podstawie analizy sitowej kruszyw zaprojektowano mieszankę mineralną, której krzywą uziarnienia przedstawiono na rys. 2. W tab. 3 przedstawiono procentową zawartość poszczególnych kruszyw w zaprojektowanej mieszance mineralnej Superpave 0/12,8.

Tab. 3. Skład mieszanki mineralnej do MMA wg Superpave

Rodzaj kruszywa	Udział procentowy [%]
Mączka mineralna	5,0
Piasek łamany	20,0
Grys granodiorytowy 2/5mm	33,0
Grys gabra 5/8mm	28,0
Grys gabra 8/11mm	15,0



Rys. 2. Krzywa uziarnienia MMA 0/12,5mm wg Superpave

3.2. Zawartość asfaltu w mieszance Superpave

Pierwszym krokiem przy ustalaniu optymalnej zawartości lepiszcza jest obliczenie wstępnej zawartości lepiszcza lub też przyjęcie jej z wytycznych [1, 2, 3] dla określonej mieszanki mineralnej. Dla mieszanki mineralnej o nominalnym wymiarze ziaren 12,8mm (mieszanka projektowana) wstępna zawartość lepiszcza określana jest na 5%. Dla zawartości asfaltu 5% sporządzono 4 serie po 2 próbki z zawartością asfaltu: wstępną, -0,5%, +0,5% i +1,0%.

Mieszanka mineralno-asfaltowa przed zaformowaniem próbek poddawana była procesowi starzenia technologicznego, które polegało na dwugodzinnym wygrzewaniu w temperaturze zagęszczania 155°C (temperatura, w której asfalt 35/50 ma lepkość 0,28 Pas) [1, 2].

Próbki zagęszczono w prasie żyrotorowej. Do tego celu wykorzystano formy o średnicy i wysokość 100mm. Przy zagęszczaniu stosowano następującą liczbę obrotów żyroprasy [2]: $N_{ini}=8$, $N_{des}=109$ i $N_{max}=174$. N_{ini} jest to liczba obrotów żyroprasy, po której ustala się zagęszczenie wstępne w celu oceny zagęszczalności mieszanki mineralno-asfaltowej, N_{des} – liczba obrotów żyroprasy, po której określa się zagęszczenie projektowe i N_{max} – liczba obrotów żyroprasy, po której określa

się maksymalne zagęszczenie w celu sprawdzenia odporności zagęszczanej mieszanki mineralno-asfaltowej na odkształcenia trwałe.

Zgodnie z procedurą projektowania według Superpave należy wyznaczyć współczynnik korekcyjny C stosując wzór (1):

$$C = \frac{G_{mb}(est)}{G_{mb}(meas)} \quad (1)$$

$G_{mb}(est)$ – gęstość strukturalna geometryczna, wartość odczytana z komputera po ostatnim obrocie próbki w żyroprasie (tab. 4.3);

$G_{mb}(meas)$ – gęstość strukturalna hydrostatyczna, którą określa się poprzez zanurzenie próbki w denaturacie i wodzie. Wartość gęstości strukturalnej hydrostatycznej dla mieszanki Superpave z 5% asfaltu wyniosła: próbka 1 – 2,518 g/cm³; próbka 2 – 2,487 g/cm³.

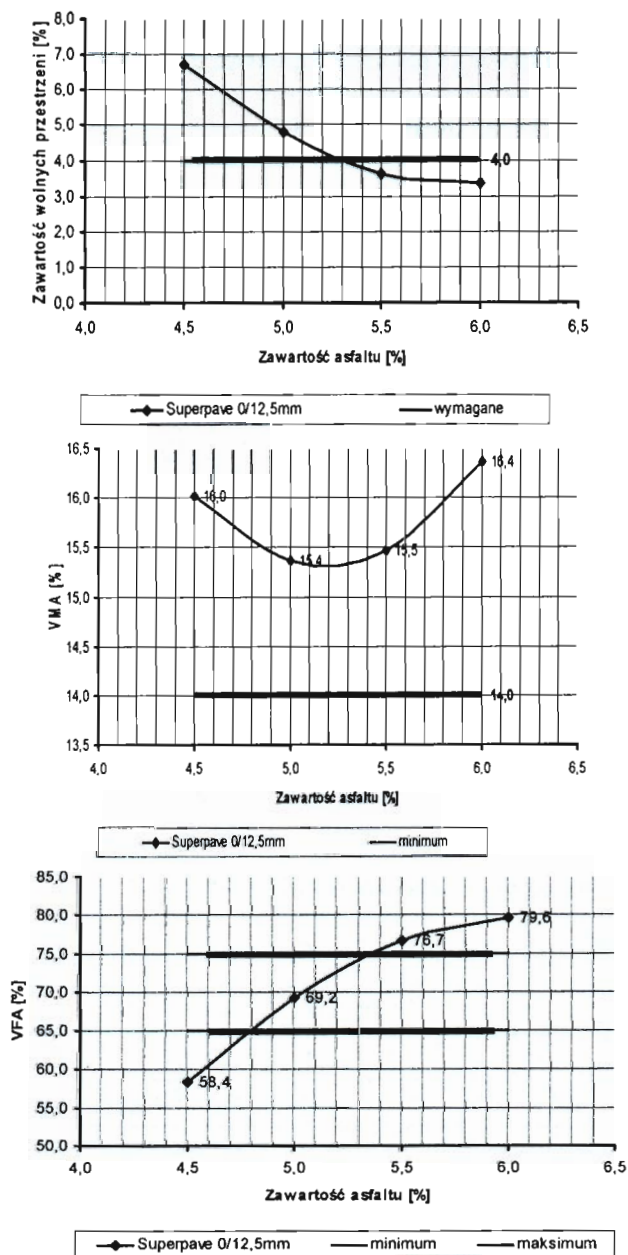
Przy pomocy współczynnika C oblicza się gęstość strukturalną skorygowaną według wzoru (2):

$$G_{mb}(corr) = C \cdot G_{mb}(est) \quad (2)$$

Przy pomocy gęstości strukturalnej skorygowanej $G_{mb}(corr)$ oblicza się procent maksymalnej gęstości objętościowej mieszanki przy poszczególnych obrotach. Wyniki zestawia się w tabeli i wylicza średni procent gęstości objętościowej (% G_{mm}) dla poszczególnych obrotów z dwóch próbek występujących w serii. Przykładowe zestawienie wyników dla próbki z 5% lepiszcza przedstawiono w tabeli 4.

Tab. 4. Zestawienie gęstości objętościowych dla próbek z 5% asfaltu.

Liczba obrotów	wysokość próbki h [mm]		G _{mb} (est)		G _{mb} (corr)		% G _{mm}		Wartość średnia (% G _{mm})
	Próbka nr								
	1	2	1	2	1	2	1	2	
8	130	115	2080	2120	2184	2226	85,0	86,6	85,8
109	104	102	2330	2380	2447	2475	95,2	96,3	95,8
174	102	100	2374	2415	2493	2536	97,0	98,7	97,8
Gęstość objętościowa G _{mm} =2590 kg/m ³									



Rys. 3. Zawartości parametrów objętościowych w funkcji zawartości asfaltu: a) wolnych przestrzeni, b) wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej (VMA) i c) wypełnienia wolnych lepiszczem (VFA)

Dla każdej badanej mieszanki po zagęszczeniu projektowym (N_{des}) określa się [2]: wolną przestrzeń w mieszance mineralno-asfaltowej – V_a , wolną przestrzeń w mieszance mineralnej – VMA, wypełnienie wolnej przestrzeni lepiszczem – VFA. Graficznie zależności parametrów objętościowych mieszanki mineralno-asfaltowej wg Superpave przedstawiają wykresy, rys. 3.

Zgodnie z wymaganiami [1,2] zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej powinna wynosić 4%. Konieczne więc jest oszacowanie takiej zawartości lepiszcza, przy której zawartość wolnych przestrzeni wyniesie $V_a = 4\%$. Wartość tę ustalamy na podstawie zależności (3). Zawartość lepiszcza w projektowanej mieszance Superpave obliczono jako 5,3%.

$$P_{bestimated} = P_{bi} - 0,4 \cdot (4 - V_a) [\%] \quad (3)$$

Dla ustalonej zawartości lepiszcza obliczamy: VMA i VFA (przy wartości $V_a = 4\%$) na podstawie równań (4). Wartość ta wynosi: $VMA_{estimated} = 15,5\%$, $VFA_{estimated} = 74,0\%$

$$\begin{aligned} VMA_{estimated} &= VMA + c \cdot (4 - V_a) = [\%] \\ VFA_{estimated} &= 100 \cdot \frac{VMA_{estimated} - 4}{VMA_{estimated}} = [\%] \end{aligned} \quad (4)$$

Ponadto określić należy dla zawartości wolnych przestrzeni 4% zagęszczenie mieszanek próbnych po N_{des} obrotach, wyrażone w procentach maksymalnej gęstości objętościowej ($\%G_{mm}$) (zależność 4.5). $\%G_{mm\ estimated}$ wyniosła 96,0%.

$$\%G_{mm\ estimated} = \%G_{mm} - (4 - V_a) = [\%] \quad (5)$$

3.3. Sprawdzenie zgodności zaprojektowanej mieszanki mineralno-asfaltowej z wymaganiami według metody Superpave

Zgodnie z procedurą Superpave [2] wymaga się oceny zawartości ziarn kruszywa poniżej 0,075mm w stosunku do efektywnej zawartości asfaltu (*Dust Proportion*) według równania (6). Wartość DP obliczono jako równą 1,05.

$$DP = \frac{P_{0,075}}{P_{be}} \quad (6),$$

gdzie:

$P_{0,0075}$ – zawartość procentowa kruszywa przechodzącego przez sito 0,075mm w stosunku do masy całkowitej kruszywa mineralnego, [%], $P_s = 5,25\%$,

P_{be} – procentowa efektywna zawartość lepiszcza w stosunku do masy mieszanki mineralno-asfaltowej, obliczona według wzoru (7), $P_{be} = 5,0\%$

$$P_{be} = -(P_s \cdot G_b) \cdot \frac{G_{se} - G_{sh}}{G_{se} \cdot G_{sb}} + P_b [\%] \quad (7),$$

gdzie:

P_s – zawartość procentowa kruszywa w mieszance mineralnej [%], $P_s = 94,7\%$,

G_b – gęstość asfaltu, $1,02 \text{ g/cm}^3$,

G_{se} – gęstość efektywna kruszywa $2,79 \text{ g/cm}^3$,

G_{sh} – gęstość pozorna kruszywa, $2,748 \text{ g/cm}^3$,

P_b – zawartość procentowa asfaltu w stosunku do mieszanki mineralno-asfaltowej, $5,3\%$.

Określone właściwości trzech zaprojektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych poddaje się ocenie wg wytycznych Superpave [1,2], podanych w tablicy 5. Wybiera się jedną mieszankę, która spełnia najlepiej wszystkie kryteria.

Jak wynika z tablicy 5, zaprojektowana mieszanka mineralno-asfaltowa spełnia wszystkie kryteria projektowania objętościowego wg metody Superpave.

Tab. 5. Wyniki badań oraz wymagania wobec MMA 0/12,5mm wg Superpave

	Zawartość asfaltu [%]	Wolna przestrzeń w MMA [%]	%VMA (10-30mln ESALs)	%VFA (10-30mln ESALs)	Proporcja ziaren frakcji <0,075mm do asfaltu	%G _{mm} Przy N _{ini} =9	%G _{mm} przy N _{max} =174
Wymagania	-	4,0	>14,0	65 - 75	0,6 - 1,2	< 89	< 98
Wyniki	5,3	4,0	15,5	74	1,05	85,8	96,0

Wnioski

Na podstawie analizy literatury oraz badań własnych wyciągnięto następujące wnioski:

1. Zwiększające się natężenie ruchu na drogach wymusza poszukiwanie nowych rozwiązań będących w stanie sprostać rosnącym szybko wymaganiom odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na deformacje trwałe.
2. Podejście funkcjonalne w projektowaniu wg metody Superpave daje możliwość takiego doboru składu mieszanki mineralno-asfaltowej, aby w większym stopniu uwzględnić rzeczywiste warunki pracy nawierzchni.
3. Tradycyjne metody projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych nie pozwalają zaprojektować mieszanek w pełni funkcjonalnych, tzn. odpowiadających ich rzeczywistym warunkom pracy.
4. Wdrożenie metody Superpave do praktyki drogowej umożliwiłoby poprawę stanu technicznego dróg, a zatem zwiększyłoby bezpieczeństwo podróżowania.

Literatura

- [1] J. Piłat, P. Radziszewski: „Nawierzchnie asfaltowe”, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2004.
- [2] „Superpave mix design” Asphalt Institute Series No. 2, Third Edition, 2001 Printing.
- [3] D. Sybilski: „Dobór asfaltu do nawierzchni w polskich warunkach klimatycznych z uwzględnieniem procedur SHRP/Superpave”, VI Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce, 2000, T1.
- [4] D. Sybilski: „Długowieczne nawierzchnie asfaltowe w świecie i w Polsce”, Drogownictwo 3/2004.
- [5] P. Radziszewski, M. Kalabińska, J. Piłat: „Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe”, Wydawnictwo dydaktyczne autorstwa pracowników PB i PW; Warszawa, 1995.
- [6] J. Boratyński, J. Krzemiński, J. Chmielewski: „Porównanie metod projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych według metody IBDiM i metody Superpave”, „Drogownictwo”, Styczeń 2004.
- [7] Zawadzki J.: „Zasady projektowania betonu asfaltowego o zwiększonej odporności na odkształcenia trwałe”, Zeszyt nr 48 IBDiM, Warszawa, 1995.

- [8] PN-S-96025:2000 Drogi samochodowe i lotniskowe – Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania.

AN EXAMPLE OF DESIGNING OF SUPERPAVE ASPHALT MIX COMPARING TO DESIGNING OF ASPHALT CONCRETE

Summary: The paper presents an example of designing of asphalt concrete and Superpave asphalt mix commonly used in Poland. There are shown differences in the way those mixes are designed. The authors of the paper have proved the need of use of asphalt mixes characterized by higher permanent deformation resistance.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej G/IIB/1/04.

Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski***

Starzenie asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych

Streszczenie: W artykule przedstawiono procesy starzeniowe, jakim podlegają materiały stosowane w budownictwie drogowym. Omówiono wpływ procesów starzeniowych na zmianę właściwości asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych. Przedstawiono wyniki badania wpływu starzenia krótkoterminowego i długoterminowego na zmianę wybranych właściwości lepko-sprężystych lepiszczy (badano lepiszcza modyfikowane miazgą gumową ze zużytych opon samochodowych) i mieszanek mineralno-asfaltowych z tymi lepiszczami. Wykazano różnice w odporności na procesy starzeniowe lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych w zależności od ilości dodanego modyfikatora.

Słowa kluczowe: modyfikowane lepiszcza i mieszanki mineralno-asfaltowe, starzenie lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych

Wstęp

Starzenie jest procesem fizykochemicznym zachodzącym wraz z upływem czasu we wszystkich ciałach organicznych i nieorganicznych. Oddziaływanie przez dłuższy czas czynników zewnętrznych, takich jak woda, powietrze, wysoka temperatura, itp. prowadzi do zmian parametrów technicznych materiałów. Są to zmiany w większości niekorzystne z punktu widzenia eksploatacji. Rozpatrując starzenie mieszanek mineralno-asfaltowych, zwraca się szczególną uwagę na lepiszcze bę-

* Zakład Budownictwa Komunikacyjnego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok,

** Zakład Budownictwa Komunikacyjnego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

dące podstawowym, a zarazem najbardziej podatnym na starzenie komponentem mieszanki mineralno-asfaltowej.

Proces starzenia mieszanek mineralno-asfaltowych prowadzi do niekorzystnych zmian właściwości mechanicznych i ogólnej utraty trwałości nawierzchni. Zmiany wywołane starzeniem dotyczą lepiszczy, zarówno niemodyfikowanych jak i modyfikowanych, różny jest jednak stopień zachodzących zmian, który zależy od pochodzenia asfaltu, rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej i zastosowanych środków modyfikujących.

W artykule przedstawiono wyniki badania cech technicznych lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych, które pozwoliły ocenić odporność tych materiałów na wpływ różnych form starzenia. Odporność lepiszczy na starzenie oceniono na podstawie zmian penetracji, temperatury mięknięcia i łamliwości oraz lepkości dynamicznej, a odporność MMA na starzenie oceniano na podstawie analizy zmian modułów sztywności sprężystej..

1. Procesy starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych

Starzenie lepiszczy asfaltowych jest procesem fizykochemicznym zachodzącym od chwili wyprodukowania lepiszcza, który prowadzi do zmian w składzie i strukturze chemicznej asfaltu [1]. Efektem starzenia jest utwardzanie się asfaltu, prowadzące do zmian właściwości technicznych tego asfaltu. W większości przypadków są to zmiany niekorzystne z punktu widzenia eksploatacji nawierzchni: następuje zmniejszenie kohezji, wzrost kruchości oraz pogorszenie właściwości lepkosprężystych [2, 3]. Oprócz niekorzystnych zmian starzeniowych wskazuje się również na pewne pozytywne aspekty tego zjawiska. Jednym z nich jest wzrost lepkości [4] i odporności na działanie wysokich temperatur, co wpływa na poprawę odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na trwałe odkształcenia plastyczne (koleiny) [5].

W procesie starzenia lepiszczy asfaltowych wyróżnia się dwa zasadnicze etapy:

- starzenie technologiczne, zachodzące podczas przygotowania mieszanki, jej magazynowania, transportu i układania. Starzenie technologiczne zwane jest starzeniem krótkoterminowym (STOA – Short-Term Oven Aging), a terminologia ta przyjęta została z amerykańskiego programu badawczego SHRP (Strategic Highway Research Program).

- starzenie eksploatacyjne, zachodzące podczas wieloletniej pracy mieszanki w nawierzchni. Starzenie eksploatacyjne ze względu na długość okresu, w którym zachodzą zmiany, nazywa się również starzeniem długoterminowym (LTOA – Long-Term Oven Aging).

Podobnie jak lepiszcza, także mieszanki mineralno-asfaltowe (MMA) ulegają dwuetapowemu procesowi starzenia: starzenie krótkoterminowe oraz starzenie długoterminowe. Pierwszy etap obejmuje wytwarzanie MMA, jej magazynowanie i transport, a kończy się wraz z wbudowywaniem MMA w nawierzchnię drogową. W czasie tego procesu ma miejsce przede wszystkim odparowanie lotnych składników i utlenianie; ponieważ wielkość zmian parametrów technicznych mieszanek mineralno-asfaltowych zachodzących podczas starzenia technologicznego zależy głównie od temperatury i czasu ekspozycji (wzrost temperatury o każde 10°C powyżej 100°C powoduje podwojenie natężenia utlenienia) [6], procesy technologiczne należy przeprowadzać w ściśle określonych i zdefiniowanych warunkach.

Etap drugi starzenia MMA obejmuje przede wszystkim niekorzystne oddziaływanie warunków atmosferycznych (promieniowanie słoneczne, opady atmosferyczne) oraz związków i substancji chemicznych zawartych w środkach stosowanych do zimowego utrzymania nawierzchni czy wodach opadowych. Intensywność zmian podczas starzenia eksploatacyjnego, największa w pierwszych 2-3 latach eksploatacji nawierzchni, zależy głównie od klimatu, warunków atmosferycznych, rodzaju (porowatość, struktura) i położenia mieszanki w konstrukcji nawierzchni (wystawienie na bezpośrednie oddziaływanie tlenu i promieniowania UV).

Procesy starzeniowe, jakim ulega MMA, prowadzą do niekorzystnych zmian wyjściowych właściwości MMA. Następuje usztywnienie i utrata właściwości lepkosprężystych, co jest szczególnie niekorzystne w niskich temperaturach eksploatacyjnych. Zmiany właściwości technicznych lepiszczy i MMA prowadzi również do obniżenia trwałości nawierzchni drogowej i skrócenia okresu pomiędzy kolejnymi zabiegami naprawczymi. W związku z powyższym celowe jest stosowanie rozwiązań, jeśli niezapobiegających, to przynajmniej znacznie zmniejszających wpływ procesów starzeniowych na zmianę właściwości wyjściowych lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych.

2. Symulacja procesów starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach laboratoryjnych

Zmiany właściwości lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych w nawierzchni drogowej dokonują się w długim okresie użytkowania. Zbadanie tych procesów w warunkach laboratoryjnych wymagało opracowania przyspieszonych, a zarazem wiarygodnych metod symulacji starzenia, odpowiadających rzeczywistym warunkom „in situ”. Przyspieszenie podstawowej reakcji chemicznej zachodzącej podczas starzenia, tj. utleniania, uzyskuje się poprzez podwyższenie temperatury, zmniejszenie grubości warstwy lepiszcza, zwiększenie przepływu strumienia gorącego powietrza, zwiększenie powierzchni asfaltu poddanej działaniu tlenu oraz zwiększenie oddziałującego ciśnienia.

Znane metody badania starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych opierają się zasadniczo na jednej z trzech procedur [7]:

- wydłużone wygrzewanie w podwyższonych temperaturach w piecach laboratoryjnych,
- utlenianie ciśnieniowe,
- poddawanie materiału badawczego promieniowaniu ultrafioletowemu/podczerwonym (UV/IR).

Z powodu braku polskich standardów badawczych w badaniach własnych nad dobieraniem metod laboratoryjnego starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych oparto się głównie na doświadczeniach amerykańskich. Do symulacji starzenia krótkoterminowego lepiszczy asfaltowych wybrano metodę wygrzewania lepiszczy w cienkiej warstwie – TFOT (Thin Film Oven Test – wygrzewanie w temperaturze 163°C przez 5h), a do symulacji starzenia długoterminowego metodę wygrzewania ciśnieniowego PAV (Pressure Ageing Vessel – wygrzewanie przez 20h w temperaturze 100°C, pod ciśnieniem 2,1 MPa). Natomiast do symulacji starzenia krótkoterminowego mieszanek mineralno-asfaltowych (STOA – Short Term Aging) w warunkach laboratoryjnych wybrano metodę wygrzewania piecowego według zaleceń Superpave [8], a starzenie długoterminowe mieszanek mineralno-asfaltowych (LTOA – Long Term Aging) symulowano poprzez wygrzewanie długoterminowe w piecu laboratoryjnym, według ustaleń SHRP (wygrzewanie zagęszczonych próbek przez 5 dni, w temperaturze 85°C).

3. Badanie starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych

3.1. Metoda badań

Wpływ starzenia na właściwości badanych lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych oceniono porównując określone parametry materiałów przed starzeniem z wynikami uzyskanymi dla tych samych materiałów poddanych starzeniu krótkoterminowemu i długoterminowemu. W odniesieniu do lepiszczy analizowano zmiany następujących charakterystyk:

- penetrację w funkcji temperatury (5°C, 15°C, 25°C),
- temperaturę mięknięcia i łamliwości,
- lepkość w funkcji temperatury (90°C, 110°C, 135°C),
- ciągliwość w funkcji temperatury (5°C, 15°C, 25°C).

Wpływ starzenia na mieszanki mineralno-asfaltowej oceniono na podstawie analizy zmian modułów sztywności sprężystej w funkcji temperatury. Moduły sztywności sprężystej MMA określono w badaniu rozciągania pośredniego prowadzonego w temperaturze 5°C, 10°C i 20°C.

3.2. Materiały

Do badań wykorzystano asfalt niemodyfikowany i lepiszcza modyfikowane miazem gumowym ze zużytych opon samochodowych, z różną ilością modyfikatora:

- asfalt niemodyfikowany D70 z Rafinerii Gdańskiej (dalej oznaczony jako D70),
- D70 + 10% miazu gumowego (dalej oznaczony jako Gu 10),
- D70 + 15% miazu gumowego (dalej oznaczony jako Gu 15),
- D70 + 20% miazu gumowego (dalej oznaczony jako Gu 20).

Modyfikację asfaltów prowadzono w warunkach laboratoryjnych. Asfaltem wyjściowym w procesie modyfikacji był asfalt niemodyfikowany D70.

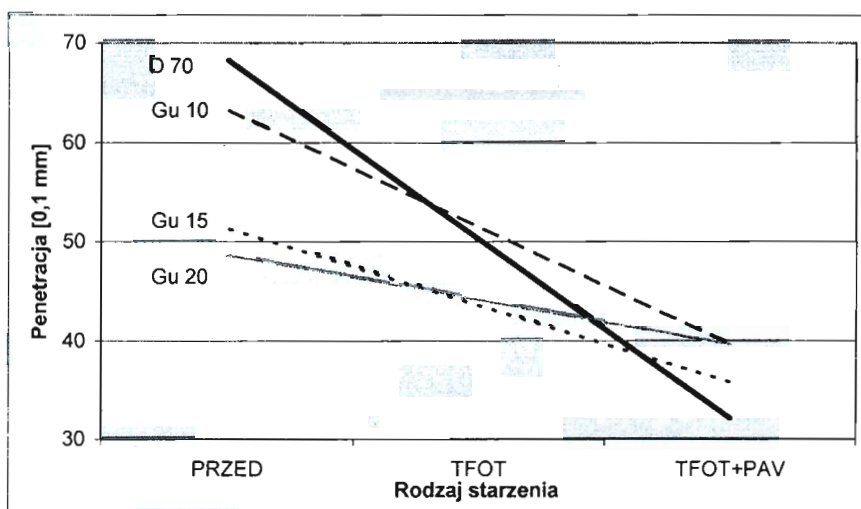
Jako mieszankę mineralno-asfaltową zaprojektowano beton asfaltowy przeznaczony na warstwę ścieralną dróg obciążonych ruchem kategorii KR3+KR6. Jako lepiszcze stosowano asfalt niemodyfikowany D70 oraz lepiszcza modyfikowane Gu 10%, 15%, 20%. Zastosowano jednakowe uziarnienie we wszystkich

badanych mieszankach mineralno-asfaltowych, a optymalną ilość lepiszcza w mieszance wyznaczano metodą Marshalla, zgodnie z normą EN 12697-34.

4. Wyniki badań

4.1. Wpływ starzenia na zmianę właściwości reologicznych lepiszczy asfaltowych

Na rysunkach 1-5 przedstawiono wybrane rezultaty z przeprowadzonych badań. W wyniku oddziaływania procesów starzeniowych na badane lepiszcza stwierdzono znaczne ich usztywnienie. Efektem tego usztywnienia był spadek penetracji (rys. 1) oraz wzrost temperatury mięknięcia (rys. 2), temperatury łamliwości (rys. 3) i lepkości (Rys. 4).

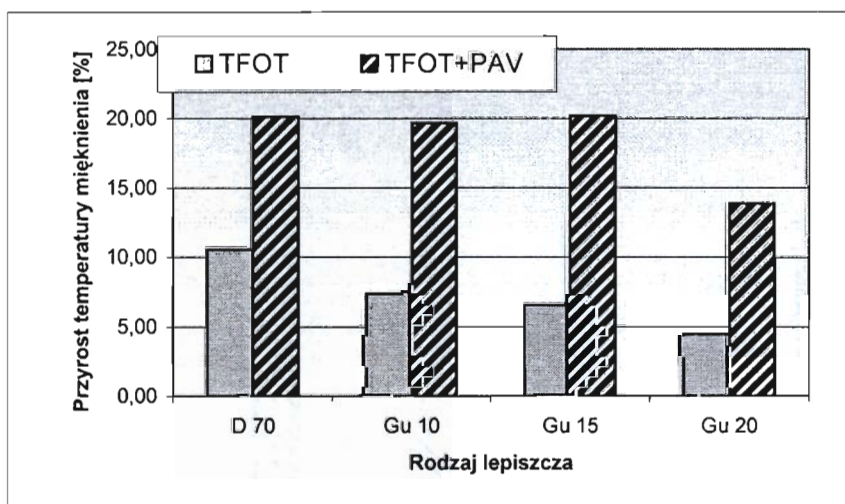


Rysunek 1. Wpływ starzenia na penetrację lepiszczy w temperaturze 25°C

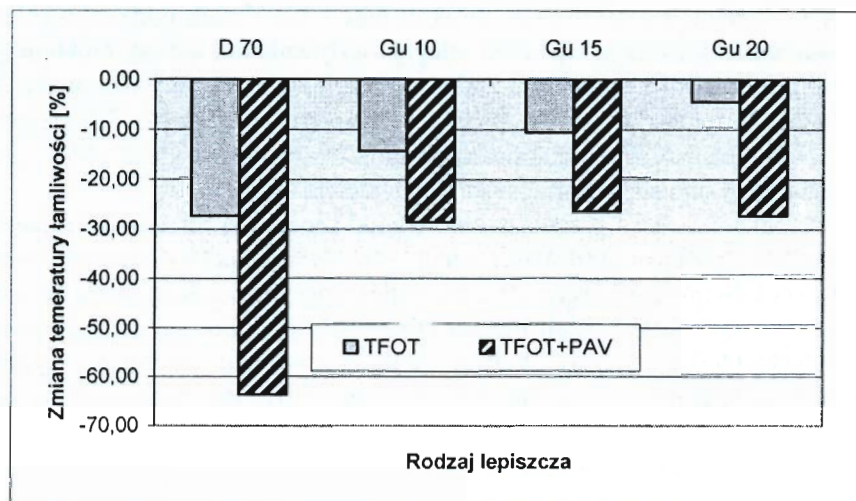
Na rysunku 1 przedstawiono wyniki penetracji asfaltów przed procesem starzenia oraz po starzeniu krótkoterminowym i długoterminowym. Wszystkie asfalty modyfikowane przed starzeniem charakteryzowały się niższą, korzystną – z punktu eksploatacji asfaltu w nawierzchni drogowej – wartością penetracji w porównaniu

z wartością penetracji asfaltu niemodyfikowanego. Na skutek oddziaływania procesów starzenia wszystkie lepiszcza uległy usztywnieniu, czego efektem, było obniżenie penetracji. Intensywność zmian wyraźnie zależała od ilości modyfikatora w asfalcie. Najintensywniejszym zmianom i utwardzeniu uległ asfalt niemodyfikowany, najmniejszym zmianom lepiszcze gumowo-asfaltowe Gu 20, którego linia trendu charakteryzuje się najmniejszym nachyleniem.

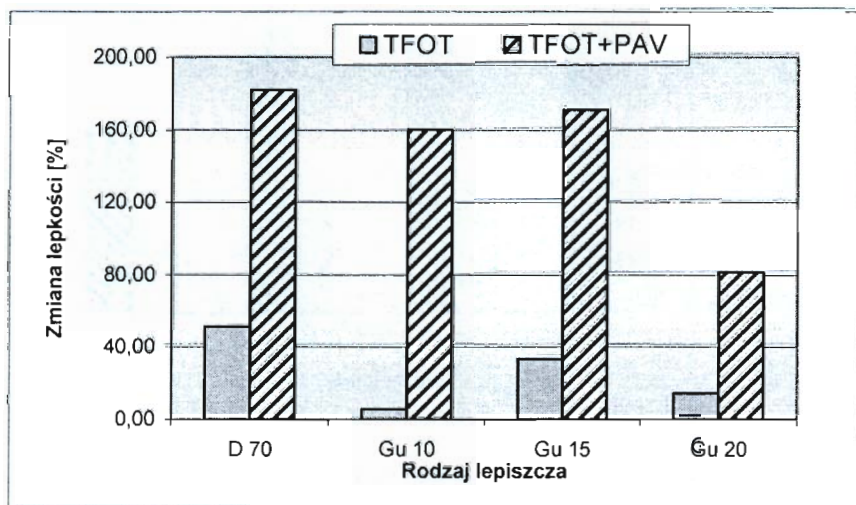
Na rysunkach 2, 3 i 4 przedstawiono wyniki procentowych zmian temperatury mięknięcia, temperatury łamliwości i lepkości dynamicznej po starzeniu krótko-terminowym i długoterminowym. We wszystkich przypadkach największym zmianom starzeniowym ulegał asfalt niemodyfikowany, podczas gdy zmiany parametrów lepiszczy modyfikowanych były w większości wyraźnie mniejsze (wyjątkiem była zmiana temperatury mięknięcia po starzeniu TFOT+PAV dla lepiszczy Gu 10 i Gu 15, dla których przyrost temperatury mięknięcia był porównywalny z wynikami asfaltu niemodyfikowanego).



Rysunek 2. Zmiana temperatury mięknięcia po starzeniu TFOT i TFOT+PAV



Rysunek 3. Zmiana temperatury łamiwości po starzeniu TFOT i TFOT+PAV



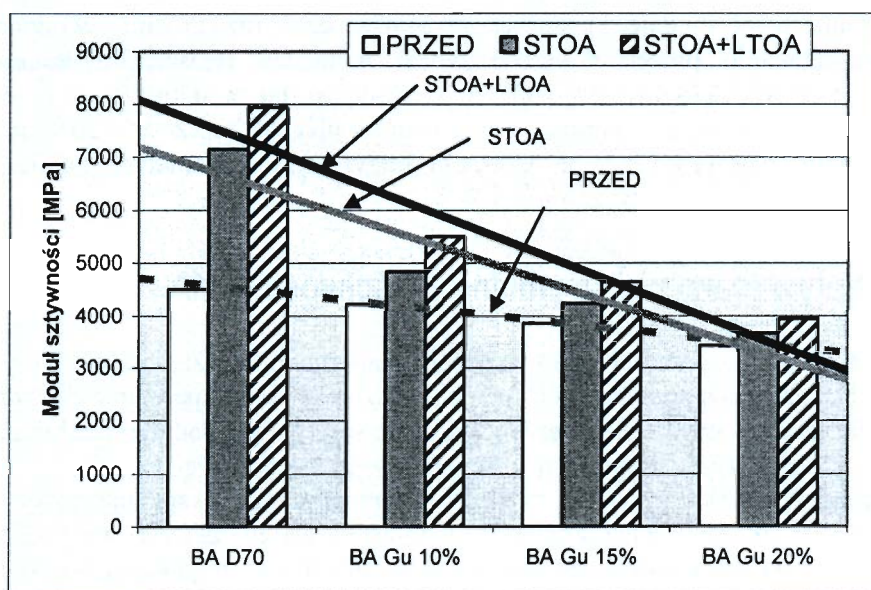
Rysunek 4. Zmiana lepkości dynamicznej po starzeniu TFOT i TFOT+PAV w temperaturze 135°C

W wyniku modyfikacji asfaltu D70 uzyskano lepiszcza gumowo-asfaltowe, charakteryzujące się większą odpornością na starzenie technologiczne i eksploatacyjne, co znalazło odbicie w mniejszych zmianach rozpatrywanych parametrów.

Na rysunkach 2, 3 i 4 daje się zaobserwować również wyraźną różnicę w odporności na działanie procesów starzeniowych pomiędzy lepiszczami gumowo-asfaltowymi. W większości przypadków, zarówno po starzeniu krótkoterminowym jak i długoterminowym, najmniejszym zmianom ulegało lepiszcze z 20% dodatkiem miazu gumowego. Ponadto lepiszcza modyfikowane charakteryzują się rozszerzonym zakresem plastyczności.

4.2. Wpływ starzenia na zmianę właściwości MMA

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki badania modułów sztywności sprężystej mieszanek mineralno-asfaltowych, przeprowadzonych w temperaturze 5°C przed i po procesach starzenia. Zaobserwowano korzystny wpływ dodatku miazu gumowego na zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych przed starzeniem i po starzeniu. Wskazane jest, aby w niskich temperaturach eksploatacyjnych nawierzchni asfaltowych mieszanki mineralno-asfaltowe charakteryzowały się stosunkowo małą sztywnością, co zapobiega ewentualności pojawienia się spękań niskotemperaturowych. Sztywność mieszanek wyraźnie malała wraz ze wzrostem zawartości dodatku miazu gumowego w asfalcie. Największym modułem sztywności charakteryzował się beton asfaltowy z asfaltem niemodyfikowanym D70, a najmniejszym mieszanka BA Gu 20%. Mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowe charakteryzowały się ponadto znacznie mniejszym usztywnieniem spowodowanym oddziaływaniem starzenia krótkoterminowego i długoterminowego. Podatność tych mieszanek na procesy starzeniowe wyraźnie malała wraz ze wzrostem modyfikatora w asfalcie, co wyraźnie obrazują przedstawione na rysunku 5 linie trendu.



Rysunek 5. Zmiana modułów sztywności sprężystej po starzeniu TFOT i TFOT+PAV w temperaturze 5°C

Podobne tendencje w zachowaniu się badanych mieszanek zaobserwowano także w pozostałych temperaturach badania. Ogólnie najkorzystniejsze rezultaty i najmniejszą podatność na procesy starzeniowe stwierdzono dla betonu asfaltowego z lepiszczem wysoko modyfikowanym Gu 20%.

Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań i analiz stwierdzono:

- starzenie jest procesem znacznie zmieniającym właściwości wyjściowe lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych,
- usztywnienie lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych spowodowane procesami starzenia krótkoterminowego i długoterminowego prowadzi do pogorszenia ich właściwości w niskich temperaturach eksploatacyjnych,
- stosowanie lepiszczy modyfikowanych miazgą gumową może znacznie zredukować niekorzystny wpływ starzenia krótkoterminowego i długoterminowego na zmianę właściwości technicznych lepiszczy i MMA,

- ilość dodatku modyfikatora wyraźnie wpływa na zmianę podatności lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych na procesy starzeniowe, a najkorzystniejsze rezultaty osiąga się stosując lepiszcza gumowo-asfaltowe z 20% dodatkiem miazgi gumowego.

Literatura

- [1] Gawęł I., Kalabińska M., Piłat J.: *Asfalty drogowe*, WKŁ, 2001.
- [2] Gawęł I., Bagińska Babińska.: *Badanie procesu starzenia asfaltu drogowego* XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole-Krynica, 2002.
- [3] Tallafigo M.F.: „*Evolution of chemical composition of bitumen during oxidation in laboratory with Thin Film Oven Test Method*”. Papers of 5th Eurobitume Congress, Sztokholm, 1993.
- [4] Radziszewski P., Ziolkowski R., Cygas D.: „*Technological ageing influence on viscosity of selected bitumens*”. Journal of Civil Engineering and Management, 1/2003.
- [5] Sybilski D.: *Polimeroasfalty drogowe. Jakość funkcjonalna, metodyka i kryteria oceny*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 1996.
- [6] Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J.: *Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe*, Politechnika Białostocka-Politechnika Warszawska, Białystok-Warszawa, 1995.
- [7] Airey G.D.: „*State of the Art Report on Ageing Test Methods for Bituminous Pavement Materials*”. International Journal of Pavement Engineering, Nr 3/2003.
- [8] New Superpave Mix Design (SP-2), Asphalt Institute 2001.

BITUMEN AND ASPHALT MIXES AGING

Summary: The paper presents a review of aging processes to which road materials are subjected. The influence of those processes on bitumen and asphalt mixes changes of properties were discussed. The research results of short- and long-term aging on chosen bitumen (bitumen modified with scrap rubber of used car tyres) and asphalt mixes with those bitumens are presented. Differences in aging resistance between tested bitumens and asphalt mixes depending on amount of modifier were shown.

Key words: modified bitumens and asphalt mixes, bitumen and asphalt mixes aging

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/3/04.

Piotr Radziszewski, Anatol F. Zubkow**, Andrzej Plewa****

Określenie czasu układania warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej z mieszanek mineralno-asfaltowych

Streszczenie: W artykule przedstawiono wpływ różnych czynników atmosferycznych, technologicznych oraz grubości warstw bitumicznych na czas układania i zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych wbudowywanych na gorąco w nawierzchnię drogową. Przedstawiono zależności funkcyjne, pozwalające obliczyć niezbędny czas układania i zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych.

Słowa kluczowe: mieszanka mineralno-asfaltowa, nawierzchnia drogowa, temperatury technologiczne

Wstęp

Najczęściej końcowym etapem budowy nawierzchni drogowej jest ułożenie i zagęszczenie warstwy wiążącej i ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej. Wykonanie tych warstw jest realizowane zestawem maszyn o ciągłym działaniu, gwarantującym prawidłowe ułożenie i zagęszczenie warstwy na odpowiednio przygotowanej podbudowie. Efektywność zestawu maszyn zależy ściśle od wydajności maszyny głównej, czyli rozściełacza. W trakcie układania mieszanki mineralno-asfaltowej rozściełacz nie tylko powinien zapewniać zachowanie wymaga-

* Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

** Tambowski Państwowy Uniwersytet Techniczny (Rosja)

*** Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

nych parametrów geometrycznych układanej warstwy, ale również powinien realizować pracę w takim tempie, aby był określony front robót dla zestawu maszyn zagęszczających. Właściwości eksploatacyjne warstwy zależą od prawidłowego ułożenia i zagęszczenia w określonych przedziałach temperaturowych wbudowywanej mieszanki mineralno-asfaltowej [1]. Przedziały temperaturowe są odwzorowaniem czasu prac technologicznych, w których powinna być wykonana określona czynność. Długość wymaganego odcinka zależy od wydajności rozścielacza i czasu rozkładania, temperatury układanej mieszanki, a także od rodzaju mieszanki i rodzaju zastosowanego w niej lepiszcza, jak również od warunków atmosferycznych, takich jak temperatura powietrza i prędkość wiatru w czasie rozkładania.

Temperatura układania warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych zależy od rodzaju mieszanki i zastosowanego w niej asfaltu. Zgodnie z wymaganiami, w stosunku do mieszanek typu beton asfaltowy z asfaltami 40/60, 60/90 i 90/130 (rodzaje asfaltów zastosowanych w mieszankach mineralno-asfaltowych przedstawiono wg oznaczeń rosyjskich) układanie warstw powinno się odbywać w temperaturze nie niższej niż 120°C. Przy zastosowaniu dodatków powierzchniowo-aktywnych ta temperatura nie powinna być niższa niż 100°C. Mieszanki o dużej szczelności i mieszanki z zastosowaniem asfaltów modyfikowanych polimerami w temperaturze wyższej niż 20°C [2, 3, 4].

W artykule przedstawiono czas ochładzania się warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej w rozumieniu jako czas potrzebny do ułożenia i zagęszczenia warstwy bitumicznej w nawierzchni drogowej. W celu określenia wpływu różnych czynników na długość czasu układania mieszanek mineralno-asfaltowych wykorzystano programy komputerowe opracowane do obliczeń temperatury mieszanek w warstwie nawierzchni. Artykuł powstał przy współpracy pracowników Politechniki Białostockiej i Tambowskiego Państwowego Uniwersytetu Technicznego (Rosja).

1. Obliczenia niezbędnego czasu układania warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej

Czas wbudowania mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco zależy od temperatury wytworzonej mieszanki. Założono, że czas ochładzania się gorącej warstwy z mieszanki w przedziale temperatury 160°C – 100°C jest wprost proporcjonalny do temperatury układanych mieszanek w warstwach o różnej grubości. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. 1.

Przedstawione zależności mogą być aproksymowane w postaci następujących równań dla warstw o różnej grubości:

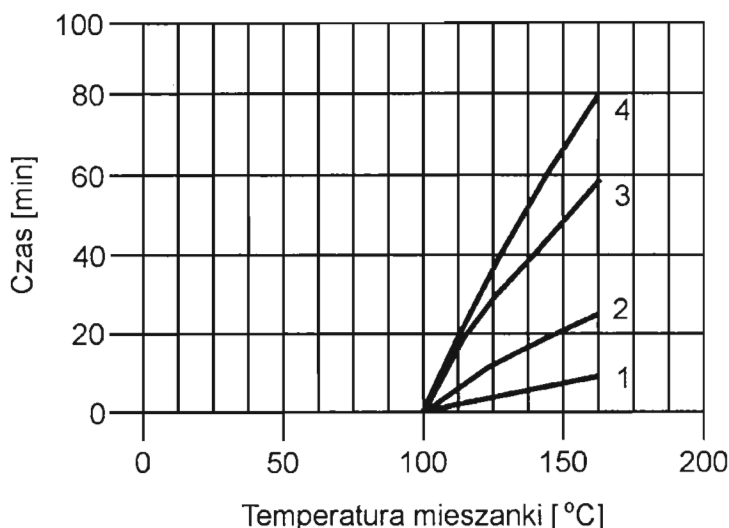
$$\begin{aligned} 0,03m - \tau_{uk} &= 0,15 \cdot t_{uk} - 14,36 \\ 0,05m - \tau_{uk} &= 0,41 \cdot t_{uk} - 40,11 \\ 0,08m - \tau_{uk} &= 0,94 \cdot t_{uk} - 90,55 \\ 0,10m - \tau_{uk} &= 1,31 \cdot t_{uk} - 127,77 \end{aligned} \quad (1)$$

gdzie:

τ_{uk} – czas ochładzania się mieszanki od momentu ułożenia w warstwie do początku procesu zagęszczania [min],

t_{uk} – temperatura mieszanki w chwili ułożenia jej przez rozścielacz [°C].

Współczynnik determinacji R^2 określono jako 0,98.



Rys. 1. Wpływ temperatury mieszanki na czas ochładzania się warstwy asfaltowej w przedziale temperatury 160 – 100°C dla mieszanek typu beton asfaltowy z asfaltami 40/60, 60/90 i 90/130. (1 – warstwa o gr. 0,03m, 2 – warstwa o gr. 0,05m, 3 – warstwa o gr. 0,08m, 4 – warstwa o gr. 0,10m)

Jak wynika z rys. 1 i równań (1), im wyższa temperatura mieszanki przy układaniu warstwy, tym korzystniej wydłuża się czas niezbędny do zagęszczenia warstwy asfaltowej. Ze względów ekonomicznych i starzeniowych maksymalna temperatura mieszanki mineralno-asfaltowej nie może przekraczać wartości dopusz-

czalnych [1]. Temperatura układanej mieszanki mineralno-asfaltowej jest niezmiernie ważna przy wykonywaniu warstwy bitumicznej przy niskich temperaturach powietrza.

W celu dokładniejszej oceny wpływu temperatury mieszanki na prędkość ochładzania się warstwy asfaltowej wyniki badań przedstawione na rys. 1 określono w wartościach względnych. Za wartość jeden przyjęto czas ochładzania się warstw o różnej grubości układanych w temperaturze 160°C. Przyjęto określać współczynnikiem K_{TS} stosunek czasu ochładzania się warstwy układanej przy danej temperaturze do czasu stygnięcia tej warstwy układanej w temperaturze 160°C. Wyniki badań w wartościach względnych przedstawiono w tab. 1.

Na podstawie wartości przedstawionych w tab. 1 można przyjąć, że tak przyjęty współczynnik K_{TS} zależy od temperatury mieszanki, natomiast nie zależy od grubości układanej warstwy. Współczynnik K_{TS} może być określony za pomocą następującego równania:

$$K_{TS} = 0,015 \cdot t_{uk} - 1,43 \quad (2)$$

gdzie:

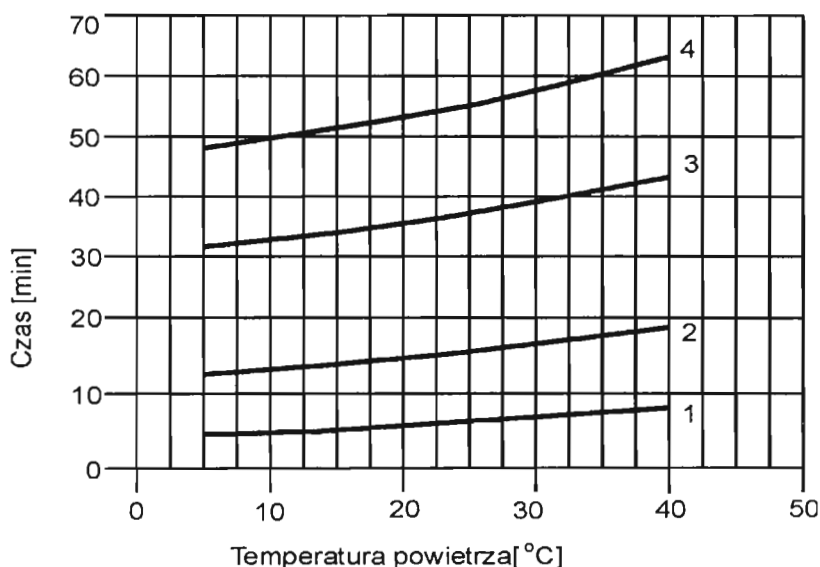
t_{uk} – temperatura wbudowywanej mieszanki mineralno-asfaltowej [°C].

Współczynnik determinacji R^2 określono jako 0,99.

Tablica 1. Wpływ temperatury mieszanki na względny czas stygnięcia przy różnej grubości układanej warstwy z mieszanek z asfaltem 40/60, 60/90 i 90/130

Temperatura mieszanki [°C]	Grubość warstwy [m]				Wartość średnia [$\Sigma n/n$]	Wartość błędu [%]
	0,03	0,05	0,08	0,10		
160	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-
150	0,84	0,85	0,86	0,86	0,85	1,1
140	0,70	0,73	0,72	0,72	0,71	2,7
130	0,58	0,57	0,58	0,56	0,57	1,7
120	0,40	0,41	0,42	0,39	0,4	4,7
110	0,24	0,2	0,24	0,2	0,22	9,1
100	0	0	0	0	0	-

Ze względu na układanie warstw asfaltowych w różnej temperaturze powietrza, przeprowadzono badania nad wpływem temperatury od +5°C do +40°C [2] na proces ochładzania się warstw o różnej grubości, gdy temperatura rozkładanej mieszanki wynosiła 160°C. Badania przeprowadzano przy bezwietrznej pogodzie. Wyniki badań przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Zależność czasu stygnięcia warstwy od temperatury powietrza dla mieszanek typu beton asfaltowy z zastosowaniem asfaltów 40/60, 60/90 i 90/130 (temperatura mieszanki w momencie wbudowywania 160°C, prędkość wiatru 0m/s); (1 – warstwa o gr. 0,03m, 2 – warstwa o gr. 0,05m, 3 – warstwa o gr. 0,08m, 4 – warstwa o gr. 0,10m)

Z rys. 2 wynika, że im wyższa temperatura powietrza, tym korzystniej wydłuża się czas przeznaczony na rozkładanie i zagęszczenie mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie nawierzchni drogowej. Zależność ta nie jest liniowa. Biorąc pod uwagę grubość układanej warstwy można zależność czasu stygnięcia warstwy od temperatury powietrza przedstawić w następującej postaci:

$$\begin{aligned}
 0,03m - \tau_u &= 7,56 \cdot e^{0,01t_p} \\
 0,05m - \tau_u &= 19,37 \cdot e^{0,01t_p} \\
 0,08m - \tau_u &= 41,6 \cdot e^{0,01t_p} \\
 0,10m - \tau_u &= 64,32 \cdot e^{0,01t_p}
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

gdzie:

τ_u – czas stygnięcia warstwy w zależności od temperatury powietrza [min],

t_p – temperatura powietrza [°C].

Współczynnik determinacji zawiera się w przedziale 0,98 – 0,99.

Zależność (3) można uogólnić równaniem:

$$\tau_u = Kh \cdot e^{\alpha \cdot t_p} \quad (4)$$

gdzie:

Kh i α – współczynniki zależne od grubości układanej warstwy. Wartości liczbowe współczynników przedstawiono w tab. 2.

Tablica 2. Zależność współczynników Kh i α do grubości wykonywanej warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej

Grubość warstwy [m]	0,03	0,05	0,08	0,10
Współczynnik Kh	7,56	19,37	41,6	64,32
Współczynnik α	0,01	0,01	0,01	0,01

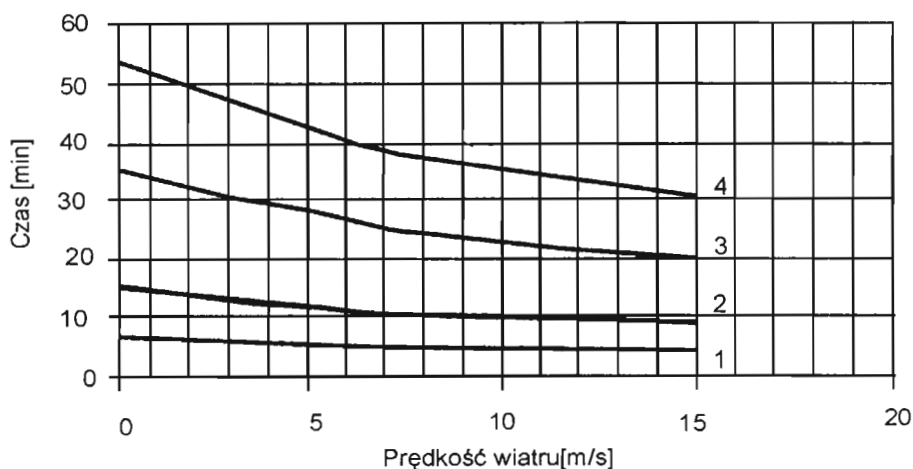
Na podstawie tablicy 2 wartość współczynnika Kh można przedstawić za pomocą równania:

$$Kh = 3568,9 \cdot h_w^{1,8876} \quad (5),$$

gdzie:

h_w – grubość warstwy [m].

Szybkość stygnięcia warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej układanej na gorąco zależy również od prędkości wiatru w momencie jej układania i zagęszczania. Ruch powietrza w obrębie gorącej warstwy ułatwia oddawanie przez nią ciepła do otoczenia, co przyspiesza jej ochładzanie. Na rys. 3 przedstawiono wyniki badań nad zmianą czasu układania mieszanek mineralno-asfaltowych w warstwach o różnej grubości – w zależności od prędkości wiatru (temperatura układanej warstwy 160°C, temperatura powietrza 20°C).



Rys. 3. Wpływ prędkości wiatru na czas ochładzania się warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej (1 – warstwa o gr. 0,03m, 2 – warstwa o gr. 0,05m, 3 – warstwa o gr. 0,08m, 4 – warstwa o gr. 0,10m).

Na podstawie wyników badań przedstawionych na rys. 3 określono zależności funkcyjne dla czasu ochładzania się warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej układanej na gorąco – w zależności od prędkości wiatru podczas wbudowywania warstwy. Omawiany czas, w zależności od grubości układanej warstwy, można przedstawić w postaci następujących równań:

$$\begin{aligned}
 0,03m - \tau_v &= 5,88 \cdot e^{-0,047V} \\
 0,05m - \tau_v &= 14,51 \cdot e^{-0,0426V} \\
 0,08m - \tau_v &= 34,57 \cdot e^{-0,0448V} \\
 0,10m - \tau_v &= 52,86 \cdot e^{-0,0433V}
 \end{aligned} \tag{6}$$

gdzie:

τ_v – czas ochładzania się mieszanki w zależności od prędkości wiatru [min],

V – prędkość wiatru [m/s].

Współczynnik determinacji R^2 zawiera się w przedziale 0,95 – 0,98.

Wraz ze wzrostem prędkości wiatru czas ochładzania się warstwy zmniejsza się i zależność przybiera charakter eksponencjalny. Aby określić wpływ prędkości wiatru na czas ochładzania się warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej, wyniki badań zawarte na rys.3 przedstawiono w postaci wartości względnej, wyrażonej współczynnikiem K_v . Założono, że punktem odniesienia jest czas stygnięcia war-

stwy – przy zerowej prędkości wiatru. Współczynnik K_v można przedstawić za pomocą następującego równania:

$$K_v = 0,98 \cdot e^{-0,0466V} \quad (7),$$

gdzie:

V – prędkość wiatru [m/s],

Współczynnik determinacji R^2 określono jako 0,99.

W zależności od rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej i zastosowanego w niej lepiszcza wymagana jest różna temperatura gotowej mieszanki i temperatura procesu zagęszczania. Te wymagania wpływają na długość czasu układania mieszanki mineralno-asfaltowej. W tab. 3 przedstawiono wyniki badania długości czasu ochładzania się warstw nawierzchni dla różnych mieszanek mineralno-asfaltowych, biorąc pod uwagę temperaturę, przy której rozkłada się daną mieszankę.

Tablica 3. Ochładzanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w warstwie nawierzchni drogowej w zależności od temperatury rozkładania mieszanek dla różnych grubości warstwy wyrażonych w minutach

Grubość warstwy [m]	Temperatura mieszanki [°C]					
	150	140	130	120	110	100
0,03	1,5	2,5	4,5	5,5	7,5	9,5
0,05	3,5	7,0	10,5	15,0	19,0	24,5
0,08	9,5	17,5	25,0	35,0	46,0	58,0
0,10	10,5	21,0	33,0	46,0	61,0	78,0

Dane z tab.2.3 zamieniono na wartości względne. Przyjęto za wartość jeden czas zakończenia procesu układania warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej przy temperaturze 100°C. Wprowadzono współczynnik K_m jako współczynnik materiałowy, uwzględniający dolną temperaturę rozkładania mieszanki mineralno-asfaltowej. Współczynnik K_m można przedstawić za pomocą następującego równania:

$$K_m = -2,092 \ln(t_{op}) + 10,62 \quad (8)$$

gdzie:

$\ln(t_{op})$ – logarytm naturalny z temperatury mieszanki tuż po jej ułożeniu [°C].

Współczynnik determinacji R^2 określono jako równy 0,99.

Na podstawie doświadczeń ustalono, że przy pewnych warunkach atmosferycznych temperatura podbudowy może być wyższa od temperatury powietrza.

W zależności od warunków klimatycznych różnica między temperaturą podbudowy a temperaturą powietrza może osiągnąć wartości około 20°C, a nawet 30°C. Wpływa to na wydłużenie czasu ochładzania się warstwy wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej. Udowodniono, że niezależnie od temperatury powietrza znaczenie wpływu temperatury podbudowy na wydłużenie czasu ochładzania się warstwy nosi ogólny charakter i może być przedstawione w postaci równania:

$$K_p = 0,987 \cdot e^{0,013\Delta t_p} \quad (9),$$

gdzie:

K_p – współczynnik określający wpływ temperatury podbudowy na wydłużenie ochładzania się warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej,

Δt_p – różnica między temperaturą podbudowy a temperaturą powietrza [°C].

Współczynnik determinacji R^2 jest równy 0,97.

Biorąc pod uwagę wpływ wszystkich rozpatrywanych czynników na czas ochładzania się warstwy wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie nawierzchni drogowej, można czas ochładzania się mieszanki mineralno-asfaltowej przedstawić za pomocą następującego równania:

$$\tau = Kh \cdot e^{\alpha + t_p} \cdot K_{TS} \cdot K_V \cdot K_m \cdot K_p \quad (10),$$

gdzie:

τ – czas ochładzania się mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie konstrukcji nawierzchni drogowej wyrażony dla przedziału temperatury 100°C – 160°C [min],

Kh i α – współczynniki zależne od grubości układanej warstwy (wartości liczbowe współczynników przedstawiono w tab. 2),

t_p – temperatura powietrza [°C],

K_{TS} – współczynnik zależny od temperatury układanej mieszanki,

K_V – współczynnik wpływu prędkości wiatru,

K_m – współczynnik zależny od rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej i zastosowanego w niej asfaltu,

K_p – współczynnik określający wpływ temperatury podbudowy.

Porównanie wyników z badań doświadczalnych z wynikami obliczeniowymi czasu ochładzania się warstwy o grubości 5cm, wykonanej z betonu asfaltowego z zastosowaniem asfaltu 90/130 przedstawiono w tab. 4.

Tablica 4. Porównanie wyników badań z wynikami obliczeń czasu ochładzania się warstwy wykonanej z mieszanki mineralno-asfaltowej

Lp.	Temperatura układanej mieszanki [°C]	Temperatura powietrza [°C]	Temperatura podbudowy [°C]	Prędkość wiatru [m/s]	Czas ochładzania się warstwy [min]		Wartość błędu [%]
					Eksperyment	Obliczenia	
1	130	29	40	3-4	7,0	6,5	7,1
2	140	18	18	3,0	7,5	7,0	7,1
3	150	30	42	-	15	15,2	1,3
4	160	16	16	-	16	14,3	4,6
5	160	42	45	-	20	19,5	2,5

Z porównania czasu ochładzania się warstw z mieszanki mineralno-asfaltowej, zarejestrowanego z badań polowych, z wynikami uzyskanymi z obliczeń (tab. 4) widać, że czas ochładzania się warstwy uzyskany na drodze obliczeń jest bliski czasowi uzyskanemu z badań, a wartość błędu nie przekracza 7,1%.

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz ustalono:

1. Różne czynniki atmosferyczne, technologiczne oraz grubość rozkładanych warstw wpływają na czas niezbędnie potrzebny do ułożenia i zagęszczenia mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie nawierzchni drogowej.
2. Przedstawiono zależności funkcyjne pozwalające obliczyć niezbędny czas układania i zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej.

Literatura

1. P. Radziszewski, J. Piłat: „Nawierzchnie asfaltowe”, WKiŁ, Warszawa, 2004.
2. GOST 9128-97, „Smiesi asfaltobietonnyje dorożnyje, aerodromy i asfaltobeton”, M MITKS 1988, s. 52.
3. „Posobije po stroitelstwu asfaltobietonnych pokrytii i osnowanii abtomobilnych dorog i aerodromow”, M., SOJUZDORNII, 1991, S. 64.
4. SNiP3. 06 03-85 „Awtomobilnyje dorogi M., Gosstroj, 1986.

DETERMINING THE REQUIRED TIME OF LAYING OUT ASPHALT MIXES IN CONSTRUCTION LAYERS OF ROAD PAVEMENT

Summary: The article presents influence of different atmospheric and technological factors as well as thickness of layers on asphalt mixes laying and compaction time. Functional dependences allowing to estimate requires time of laying and compaction are presented.

Key words: asphalt mix, asphalt pavement, technological temperature

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej W/IIB/8/05.