

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

# BUDOWNICTWO

Zeszyt 25



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2004

Redaktor naukowy  
prof. zw. dr hab. inż. Rościsław Tribińto

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Michał Bołtryk – 2, 4, 14, 17, 25, 26  
dr hab. prof. PB – Jerzy Bryłka – 5, 27  
dr hab. inż. Maria Fiertak, prof. PK – 8, 9  
prof. dr hab. inż. Kazimierz M. Jaworski – 10  
prof. dr hab. inż. Stanisław Kamiński – 3, 18, 20  
prof. dr hab. inż. Oleg Kapliński – 28  
doc. dr hab. Tomasz A. Kowalewski – 24  
prof. dr hab. Władysław Lenkiewicz – 16  
prof. dr hab. inż. Leszek Litwinowicz – 13  
prof. dr hab. inż. Czesław Miedziałowski – 12,  
dr inż. Stefan Pyrak – 11  
prof. zw. dr hab. Jerzy Sikorski – 21, 23  
dr hab. inż. Anna Sobotka, prof. nadzw. PL – 22  
prof. dr hab. Wanda Stokowska – 7  
dr hab. inż. Zbigniew Szcześniak, prof. nadzw. WAT – 1  
prof. zw. dr hab. inż. Rościsław Tribińto – 19  
prof. dr hab. inż. Jerzy Ziółko – 15  
dr hab. Eugeniusz Żukowski, prof. UwB – 6

Opracowanie redakcyjne:  
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2004

ISSN 0239-569X

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

## Spis treści

|                                                                                                                                                                                                |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1. Grzegorz Bąk, Wojciech Gosk, Maria Sulewska<br><i>Analiza zachowania ograniczonej bryły gruntu niespoistego pod działaniem uderu masą</i> .....                                             | 7   |
| 2. Katarzyna Cichocka, Dorota Małaszkiwicz<br><i>Wpływ kruszywa z recyklingu betonu na właściwości fizykotechniczne betonu</i> ..                                                              | 25  |
| 3. Katarzyna Dołżyk, Zygmunt Orłowski<br><i>Okladziny kamienne w obiektach monumentalnych – przyczyny uszkodzeń i sposoby ich zabezpieczeń</i> .....                                           | 33  |
| 4. Dorota Dworzańczyk<br><i>Struktura i mikrostruktura strefy kontaktowej: granulatu polistyrenowy – matryca cementowa</i> .....                                                               | 45  |
| 5. Urszula Głowacka, Grzegorz Wieczorek<br><i>Wpływ rodzaju cementu i zawartości chlorków w stwardniałym zaczynie cementowym na stosunek <math>[Cl^-]/[OH^-]</math> w cieczy porowej</i> ..... | 55  |
| 6. Walery Jezierski, Paweł Monastyrzew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska<br><i>Przewodność cieplna płyt wełny mineralnej w warunkach oddziaływań eksploatacyjnych</i> .....                         | 69  |
| 7. Anna Kierklo, Rościśław Tribińko, Adam Walendziuk<br><i>Mechanika pęknięcia w zagadnieniach stomatologii stosowanej</i> .....                                                               | 77  |
| 8. Marta Kosior-Kazberuk<br><i>Ocena wpływu dodatku asfaltu na hydratację cementu portlandzkiego</i> .....                                                                                     | 85  |
| 9. Marta Kosior-Kazberuk<br><i>Mikrostruktura betonu cementowego z dodatkiem bitumicznym</i> .....                                                                                             | 97  |
| 10. Edwin Koźniewski, Marcin Orłowski<br><i>Algorytm zmniejszania wielkości odpadów prętowych materiałów budowlanych</i> .....                                                                 | 111 |
| 11. Janusz Krentowski, Piotr Michalczyk, Rościśław Tribińko<br><i>Konstrukcyjne aspekty indywidualnych rozwiązań nietypowych słupów żelbetowych</i> .....                                      | 121 |
| 12. Janusz Krentowski, Rościśław Tribińko<br><i>Imperfekcje stanu błonowego cienkościennych powłok zbiorników walcowych</i> .....                                                              | 131 |
| 13. Joanna Krętowska<br><i>Modelowanie współdziałania konstrukcji i podłoża gruntowego przy wykorzystywaniu metody elementów skończonych</i> .....                                             | 139 |

|                                                                                                                                                                                                                         |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 14. Małgorzata Lelusz<br><i>Wpływ stosu okruchowego na wybrane cechy techniczne<br/>betonów cementowych</i> .....                                                                                                       | 153 |
| 15. Ireneusz Ligocki<br><i>Przygotowania, przebieg oraz wybrane wyniki badań<br/>eksperymentalnych ram przechyłowych</i> .....                                                                                          | 165 |
| 16. Jerzy L. Lisowski<br><i>Kompleksowe zarządzanie jakością w polskim budownictwie</i> .....                                                                                                                           | 187 |
| 17. Dorota Małaszkiwicz, Katarzyna Dąbrowska<br><i>Analiza możliwości pozyskiwania spoiwa cementowego z gruzu betonowego</i> ...                                                                                        | 205 |
| 18. Wiesław Matwiejczuk, Jerzy Obolewicz<br><i>Składniki konkurencyjności przedsiębiorstw budowlanych</i> .....                                                                                                         | 219 |
| 19. Czesław Miedziałowski, Andrzej Leonczuk<br><i>Aproksymacja prostych i złożonych stanów naprężeń<br/>w elementach konstrukcji budynków</i> .....                                                                     | 231 |
| 20. Jerzy Obolewicz, Wiesław Matwiejczuk<br><i>Rola kierownika budowy – uczestnika procesu inwestycyjnego<br/>w sferze zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy po akcesji polski<br/>do Unii Europejskiej</i> ..... | 243 |
| 21. Ewa Ołdakowska, Edyta Pawluczuk<br><i>Wiedza i kapitał ludzki w przedsiębiorstwie budowlanym</i> .....                                                                                                              | 251 |
| 22. Zygmunt Orłowski, Aleksander Rubachow<br><i>Zarządzanie ryzykiem w przedsiębiorstwach wykonawczych</i> .....                                                                                                        | 259 |
| 23. Edyta Pawluczuk, Ewa Ołdakowska<br><i>Tendencje zmian w zasobach produkcyjnych przedsiębiorstw budowlanych</i> ...                                                                                                  | 267 |
| 24. Irena Sielamowicz<br><i>Cyfrowa technika optyczna dpiv w pomiarach przepływu ziaren amarantusa<br/>w płaskim modelu silosu</i> .....                                                                                | 277 |
| 25. Jerzy Sulewski<br><i>Inwentaryzacja techniczna zasobów budynków mieszkalnych<br/>zrealizowanych w technologii owt na terenie Białegostoku</i> .....                                                                 | 289 |
| 26. Jerzy Sulewski<br><i>Prognozowanie trwałości elementów budynków wielkopłytowych</i> .....                                                                                                                           | 297 |
| 27. Wiaczesław Ułasiewicz, Zinaida Ułasiewicz, Michał Bołtryk<br><i>Domieszka do betonu na bazie torfowych substancji organicznych</i> .....                                                                            | 309 |
| 28. E. K. Zavaskas, R. Ginevičius, A. Andruškevičius<br><i>A MODEL OF CONSTRUCTION WORK SCHEDULING</i> .....                                                                                                            | 315 |

## Contents

|                                                                                                                                                                                                                                                            |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1. Grzegorz Bąk, Wojciech Gosk, Maria Sulewska<br><i>THE ANALYSIS OF LIMITED SOIL BULK BEHAVIOUR UNDER<br/>THE MASS IMPACT</i> .....                                                                                                                       | 24  |
| 2. Katarzyna Cichočka, Dorota Małaszkiwicz<br><i>PROPERTIES OF CONCRETE WITH RECYCLED AGGREGATE</i> .....                                                                                                                                                  | 32  |
| 3. Katarzyna Dołżyk, Zygmunt Orłowski<br><i>THE STONE SLABS FACING IN HISTORICAL OBJECTS –<br/>THE REASONS AND WAYS OF PREVENTING DAMAGE</i> .....                                                                                                         | 44  |
| 4. Dorota Dworzańczyk<br><i>STRUCTURE AND MICROSTRUCTURE OF CONTACT ZONE:<br/>POLYSTYRENE GRANULES – CEMENT MATRIX</i> .....                                                                                                                               | 53  |
| 5. Urszula Głowacka, Grzegorz Wiczorek<br><i>THE INFLUENCE OF DIFFERENT KINDS OF CEMENT AND THE CEMENT<br/>OF CHLORIDE IONS FROM HARDENED CEMENT PASTE ON THE RATIO<br/>OF MOLAR CONCENTRATION IONS <math>[Cl^-]/[OH^-]</math> IN PORES SOLUTION</i> ..... | 67  |
| 6. Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska<br><i>THE COEFFICIENT THERMAL CONDUCTIVITY<br/>OF MINERAL WOOL PLATES IN EXPLOITATION CONDITIONS</i> .....                                                                              | 76  |
| 7. Anna Kierklo, Rościsław Tribiło, Adam Walendziuk<br><i>FRACTURE MECHANICS IN APPLIED DENTISTRY PROBLEMS</i> .....                                                                                                                                       | 84  |
| 8. Marta Kosior-Kazberuk<br><i>EVALUATION OF THE ASPHALT ADDITION INFLUENCE<br/>ON PORTLAND CEMENT HYDRATION</i> .....                                                                                                                                     | 96  |
| 9. Marta Kosior-Kazberuk<br><i>MICROSTRUCTURE OF CEMENT CONCRETE WITH BITUMINOUS ADDITION</i> ...                                                                                                                                                          | 110 |
| 10. Edwin Koźniewski, Marcin Orłowski<br><i>ALGORITHM MINIMIZING WASTE MATERIAL OF LOG BUILDER'S MATERIALS</i>                                                                                                                                             | 119 |
| 11. Janusz Krentowski, Piotr Michalczuk, Rościsław Tribiło<br><i>THE CONSTRUCTIONAL ASPECT DURING REALIZATION<br/>OF THE ATYPICAL RC COLUMNS</i> .....                                                                                                     | 129 |
| 12. Janusz Krentowski, Rościsław Tribiło<br><i>THE IMPERFECTIONS OF MEMBRANE CONDITION<br/>IN THE THIN-WALLED SHELL OF THE CYLIDRICAL TANKS</i> .....                                                                                                      | 138 |
| 13. Joanna Krętowska<br><i>MODELLING OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION<br/>BY USING FINITE ELEMENT METHOD</i> .....                                                                                                                                            | 151 |

|                                                                                                                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 14. Małgorzata Lelusz<br><i>EFFECT OF AGGREGATE GRAIN-SIZE DISTRIBUTION<br/>UPON SELECTED PERFORMANCE PARAMETERS OF CEMENT CONCRETE</i> .....                  | 163 |
| 15. Ireneusz Ligocki<br><i>PREPARATIONS, A COURSE AND SELECTED RESULTS<br/>OF THE EXPERIMENTAL RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES</i> .....                   | 185 |
| 16. Jerzy L. Lisowski<br><i>TOTAL QUALITY MANAGEMENT IN POLISH CONSTRUCTION COMPANIES</i> ....                                                                 | 204 |
| 17. Dorota Małaszkiwicz, Katarzyna Dąbrowska<br><i>ANALYSIS OF POSSIBILITY OF OBTAINING MINERAL BINDER<br/>FROM CONCRETE DEBRIS</i> .....                      | 217 |
| 18. Wiesław Matwiejczuk, Jerzy Obolewicz<br><i>COMPONENTS OF CONSTRUCTION COMPANIES COMPETITIVENESS</i> .....                                                  | 229 |
| 19. Czesław Miedziałowski, Andrzej Leonczuk<br><i>APPROXIMATION OF SIMPLE AND COMPLEX STATES<br/>OF STRESS IN BUILDING STRUCTURE ELEMENTS</i> .....            | 241 |
| 20. Jerzy Obolewicz, Wiesław Matwiejczuk<br><i>THE PART OF SITE MANAGER-PARTICIPANT OF INVESTMENT PROCESS<br/>IN MANAGING OF WORK SAFETY AND HYGIENE</i> ..... | 250 |
| 21. Ewa Ołdakowska, Edyta Pawluczuk<br><i>KNOWLEDGE AND HUMAN CAPITAL IN BUILDING COMPANY</i> .....                                                            | 257 |
| 22. Zygmunt Orłowski, Aleksander Rubachow<br><i>RISK MANAGEMENT IN EXECUTIVE COMPANIES</i> .....                                                               | 266 |
| 23. Edyta Pawluczuk, Ewa Ołdakowska<br><i>TENDENCIES OF CHANGES IN FIXED ASSETS OF BUILDING COMPANIES</i> .....                                                | 275 |
| 24. Irena Sielamowicz<br><i>DIGITAL MEASUREMENT TECHNIQUE DPIV IN INVESTIGATION<br/>OF AMARANTUS FLOW IN A PLANE MODEL OF SILO</i> .....                       | 286 |
| 25. Jerzy Sulewski<br><i>TECHNICAL STOCK-TAKING OF RESOURCES OF APARTMENT BUILDINGS<br/>CONSTRUCTED IN OWT SYSTEM IN BIALYSTOK AREA</i> .....                  | 295 |
| 26. Jerzy Sulewski<br><i>FORECASTING OF DURABILITY OF ELEMENTS<br/>OF GREAT-PANEL BUILDINGS</i> .....                                                          | 307 |
| 27. Wiaczesław Ulasiewicz, Zinaida Ulasiewicz, Michał Bołtryk<br><i>THE ADDITIVE FOR CONCRETE ON A BASIS OF PEAT GUMIN SUBSTANCES</i> ...                      | 313 |
| 28. E. K. Zavaskas, R. Ginevičius, A. Andruškevičius<br><i>MODELOWANIE PLANOWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH</i> .....                                                  | 322 |

Grzegorz Bąk, Wojciech Gosk, Maria Sulewska

## ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ OGRANICZONEJ BRYŁY GRUNTU NIESPOISTEGO POD DZIAŁANIEM UDARU MASĄ

**Streszczenie:** W pracy poddano analizie reakcję dynamiczną ograniczonej bryły gruntu niespoistego pod działaniem udaru masą. Przeprowadzono analizę numeryczną problemu w oparciu o falowe sformułowanie dla ośrodka liniowo-sprężystego. Porównano tę analizę z wynikami doświadczenia przeprowadzonego w warunkach laboratoryjnych z użyciem lekkiej płyty dynamicznej, służącej do kontroli zagęszczenia gruntów nasypowych. Na tej podstawie przedstawiono ocenę założeń procedury badawczej oraz sposobu modelowania numerycznego.

**Słowa kluczowe:** obciążenie udarowe, analiza falowa, lekka płyta dynamiczna, moduł dynamiczny gruntu

### 1. Wstęp

W badaniach polowych, ukierunkowanych na ocenę jakości zagęszczenia gruntów niespoistych w podłożach, nasypach i obwałowaniach, są stosowane techniki generowania wzbudzenia dynamicznego ośrodka gruntowego. Istotą badania jest pomiar i rejestracja reakcji dynamicznej gruntu. Pomierzone parametry reakcji gruntu umożliwiają wnioskowanie o sztywności szkieletu gruntowego i w konsekwencji o stopniu jego zagęszczenia.

Dogodnym sposobem wzbudzenia dynamicznego jest udar wywołany swobodnie spadającą masą. Na takiej zasadzie funkcjonuje przyrząd nazywany lekką płytą dynamiczną albo ugięciomierzem udarowym. Udar przekazuje się na grunt za pośrednictwem płyty stalowej umieszczonej na jego powierzchni. Płyta ta spełnia rolę elementu dociskowego do podłoża. Postuluje się, aby badanie nie było niszczące w tym sensie, że wprowadzałoby istotne zmiany zagęszczenia czy lokalnego rozluźnienia badanego gruntu. Energia udaru jest więc ograniczana do takich

wartości, które gwarantują nieznaczną zmianę parametrów mechanicznych gruntu w obszarze jej przejmwania. Obszar ten ma stosunkowo małą objętość i obejmuje tylko przypowierzchniową warstwę gruntu. Ponadto złagodzenie skutków udaru osiąga się poprzez zastosowanie podkładki sprężynującej – amortyzatora, umieszczonego na płycie dociskowej.

Udar w płytę dociskową wywołuje skupione obciążenie krótkotrwałe. Jego rozkład w czasie jest „górką” typu sinusoidalnego. W procedurze badania eliminuje się wielokrotne odbicia spadającej masy, w wyniku czego uzyskuje się tylko jednokrotne oddziaływanie udarowe. Za miarodajny wynik doświadczenia przyjmuje się średnią wartość amplitudy przemieszczenia, wyznaczoną na podstawie pomiarów dokonanych w czwartej, piątej i szóstej próbie. Pierwsze trzy próby dają wyniki, których nie bierze się pod uwagę. Uważa się, że doprowadzają one do „dopasowania się” płyty dociskowej do powierzchni gruntu, powodują nieznaczące zmiany zagęszczenia gruntu jak również generują pewne, mało istotne, efekty ścięcia na obwodzie płyty dociskowej.

Płyta dynamiczna jest wyposażona w oprzyrządowanie umożliwiające uzyskanie danych o zmienności w czasie przemieszczenia, przyspieszenia i prędkości. W zastosowaniach praktycznych maksymalna amplituda przemieszczenia płyty dociskowej jest podstawą do wnioskowania o zagęszczeniu przypowierzchniowych warstw gruntu. Wnioskowanie przeprowadza się na podstawie odpowiednich zależności korelacyjnych ustalonych poprzez badania kalibrujące [1].

## 2. Interpretacja wyników badania. Cel pracy

Podstawową relacją umożliwiającą wnioskowanie o stopniu zagęszczenia przypowierzchniowej warstwy gruntu jest zależność wiążąca przemieszczenie płyty dociskowej z parametrami wygenerowanego obciążenia. Uznano, że miarodajną amplitudę przemieszczenia można oszacować z wystarczającą dokładnością na podstawie wzoru na osiadanie statyczne półprzestrzeni sprężystej, obciążonej za pośrednictwem wiotkiej płyty kołowej o promieniu  $a$ , obciążonej równomiernie rozłożonym, statycznym obciążeniem  $q$ , [2].

Wartość tego przemieszczenia może być oszacowana wzorem Schleichera:

$$w = \alpha \frac{qa}{E_0}, \quad (1)$$

gdzie  $E_0$  jest pierwotnym modułem odkształcenia ośrodka gruntowego, a  $\alpha$  jest współczynnikiem liczbowym. Wartość  $\alpha$  zależy od współczynnika Poissona  $\nu$



ośrodka gruntowego oraz kształtu i bliżej nieokreślonej sztywności płyty dociskowej. Z tego powodu różnicuje się  $\alpha$  w zależności od miejsca wyznaczania przemieszczenia – środek płyty, jej brzeg, albo średnia wartość przemieszczenia na obszarze płyty. Dodać należy, że w badaniach stwierdzono ponadto zależność współczynnika  $\alpha$  od wysokości spadania, tj. energii uderu [3].

Wykorzystując formułę (1) do interpretacji wyników uzyskanych z doświadczeń dynamicznych identyfikuje się intensywność obciążenia statycznego  $q$  z wartością maksymalnego, średniego naprężenia  $\bar{\sigma}_{Dmax}$  pod płytą dociskową. Naprężenie to oblicza się na podstawie amplitudy siły  $P_{Dmax}$  wywołanej uderem. Pomierzona w badaniu dynamicznym wartość pierwszej amplitudy przemieszczenia –  $w_{max}$  – pozwala określić statyczną wartość pierwotnego modułu odkształceniowego gruntu  $E_0$ ,

$$E_0 = \alpha \frac{\bar{\sigma}_{Dmax} a}{w_{max}}, \quad (2)$$

gdzie

$$\alpha = 1.5, \quad \bar{\sigma}_{Dmax} = \frac{P_{Dmax}}{\pi a^2}. \quad (3)$$

Otrzymana na podstawie (2) wartość tego modułu pozostaje w dobrej korelacji z wynikami uzyskiwanymi innymi metodami. W konsekwencji wyznaczony na tej podstawie stopień zagęszczenia gruntu  $I_D$  dobrze prognozuje jakość wykonywanych nasypów.

Oceniając poprawność powyższego postępowania należy stwierdzić, że formuła (1), przy podanej wyżej specyfikacji zmiennych problemu, jest merytorycznie niewłaściwa do obliczania amplitudy przemieszczenia w próbie dynamicznej. Zastrzeżenie musi budzić, wyrażone w (2), założenie o quasi–statycznym charakterze badania – braku efektów dynamicznych wynikających ze sposobu generowania obciążenia oraz bezwładnościowej reakcji gruntu. Poprawna w kategoriach analiz inżynierskich struktura tej formuły powinna mieć postać

$$w_{max} = \alpha \frac{k_q \bar{\sigma}_{Dmax} a}{k_E E_0}, \quad (4)$$

gdzie:

$k_q$  – współczynnik dynamiczności obciążenia,

$k_E$  – współczynnik wzrostu dynamicznego modułu odkształcenia  $E_{dyn}$  w stosunku do wartości statycznej  $E_0$ .

Formalny brak tych współczynników we wzorze (1) nie oznacza, że przyjęto, według [2], założenie o quasi–statycznym charakterze badania, tj.

$$k_q = 1.0, k_E = 1.0. \quad (5a)$$

Poprawność ilościową wzoru (1), jako podstawy do interpretacji wyników pomiarów przemieszczeń wzbudzanych lekką płytą dynamiczną, została potwierdzona licznymi badaniami. Z tego powodu nie kwestionuje się w niniejszej pracy tej poprawności. Zauważymy jednak, że ogólniejszy wzór (4) prowadzi do tych samych wyników, jeżeli tylko założymy, że charakter próby udarowej, typowo dynamicznej, odzwierciedla równość

$$k_q = k_E. \quad (5b)$$

W (5b) mieści się bowiem założenie wyrażone przez (5a). Powyższe równości, w skutkach tożsame dla procedury określania stopnia zagęszczenia, nie powinny być jednak uważane za identyczne. Przyjęcie w sposób jawny założenia (5a), o quasi–statycznym charakterze generowanego obciążenia i takiej samej reakcji gruntu na to obciążenie ogranicza szerszą dyskusję wyników pomiarowych. Przeprowadzenie analiz z wykorzystaniem (5b) pozwala na podjęcie próby rozwiązania problemu wyznaczenia współczynników: dynamiczności obciążenia udarowego oraz wzmocnienia modułu dynamicznego odkształcenia gruntu, co ujmuje proponowana postać wzoru (4) na maksymalną amplitudę przemieszczenia.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki analizy numerycznej zachowania bryły gruntu niespoistego pod działaniem udaru generowanego przez lekką płytę dynamiczną typu ZFG–01, z jednoczesną ich konfrontacją z wynikami uzyskanymi wymienionym przyrządem. Rozwiązanie teoretyczne zadania dynamicznego osiadanania płyty stalowej opierało się na sformułowaniu właściwym mechanice falowej, z wykorzystaniem liniowo–sprężystego modelu fizycznego ośrodka gruntowego. Nie przyjęto, że moduł sprężystości ośrodka jest wartością znaną. Wartości tego modułu poszukiwano postępowaniem iteracyjnym, którego zasadą było otrzymanie maksymalnej amplitudy przemieszczenia identycznej z próbą doświadczalną. Zastosowanie więc metody odwrotnej pozwoliło oszacować wartość modułu odkształcenia dynamicznego  $E_{dyn}$  gruntu w warunkach badania. W programie obliczeniowym uwzględniono też opis samego udaru spadającą masą, który realizuje się za pośrednictwem amortyzatora.

Przeprowadzona analiza numeryczna pozwoliła rozstrzygnąć, które z dyskutowanych wyżej założeń (5) jest poprawne w interpretacji wyników pomiarowych uzyskiwanych płytą dynamiczną. Ponadto prezentowane wyniki numeryczne prze-

dyskutowano z punktu widzenia adekwatności przyjętego liniowo sprężystego modelu odkształcenia gruntu.

### 3. Badania doświadczalne

Wykorzystamy wyniki badań laboratoryjnych wykonanych w pracy [3]. Były one przeprowadzone w warunkach laboratoryjnych na ograniczonej bryle gruntu, umieszczonej w sztywnej skrzyni drewnianej o wymiarach wewnętrznych 1.30m x 1.30m x 1.05m. Ważne dla późniejszych analiz jest podanie parametrów geotechnicznych badanego gruntu. Skrzynię wypełniono piaskiem średnioziarnistym o wilgotności poniżej 3.5%. Wilgotność optymalna z uwagi na zagęszczenie wynosiła 10%. Piasek był równoziarnisty; wskaźnik jednorodności uziarnienia wynosił  $U = 4.07$ . Grunt ułożono w dwóch warstwach. Warstwę dolną o grubości 0.40m zagęszczono do  $I_D \geq 0.8$ . W warstwie wierzchniej o grubości 0.30m uzyskano stopień zagęszczenia  $I_D = 0.748$ , któremu odpowiadała gęstość objętościowa szkieletu gruntowego  $\rho_d = 1.787 \text{ t/m}^3$ .

Badanie modułów odkształcenia gruntu przeprowadzono dwoma sposobami. W pierwszym użyto płyty VSS. Stwierdzono, że w zakresie nacisków na grunt  $50 \div 100 \text{ kPa}$ , moduły wynosiły: pierwotny –  $E_0 = 32.20 \text{ MPa}$ , wtórny –  $E = 94.28 \text{ MPa}$ . Drugim sposobem było użycie lekkiej płyty dynamicznej. Uznaje się, że zasadniczemu badaniu podlegała wierzchnia warstwa gruntu.

Parametry zastosowanej płyty ZFG-01 były następujące:

masa obciążnika udarowego –  $m_s = 10 \text{ kg}$ ,

stalowa płyta dociskowa z przyległymi elementami –  $m_p = 20 \text{ kg}$ ,  $a = 0.15 \text{ m}$ ,

$t_p = 0.02 \text{ m}$ ,  $\nu_p = 0.3$ ,  $E_p = 205 \text{ GPa}$ ,

podatność amortyzatora –  $C_a = 308.4 \text{ kN/m}$ ,

wysokość spadania obciążnika –  $h_s = 0.83 \text{ m}$ .

Podana wyżej wartość  $h_s$  warunkuje uzyskanie  $\sigma_{D_{\max}} = 100 \text{ kPa}$ .

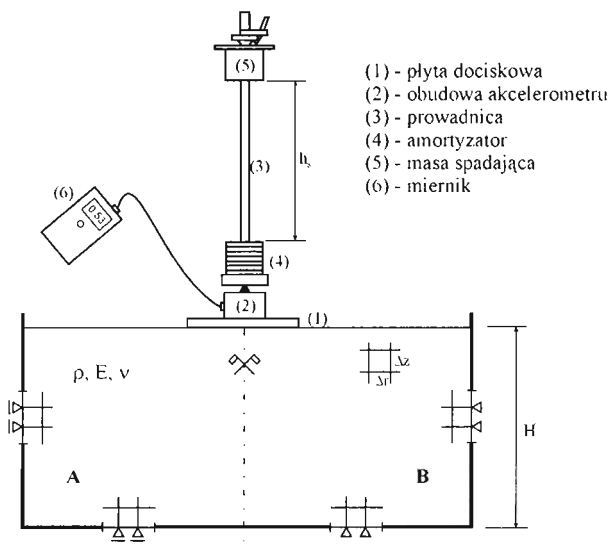
W ośmiu kolejnych próbach dynamicznych uzyskano wyniki amplitudy przemieszczenia  $w_{\max}$ : {1.279, 0.757, 0.685, **0.650**, **0.622**, **0.594**, 0.583, 0.587} mm. Moduł odkształcenia wyznaczono procedurą pomiarową według instrukcji [1]. Za miarodajne przyjęto wartości maksymalnych amplitud przemieszczenia wyróżnione **boldem**, dla których średnią jest  $\bar{w}_{\max} = 0.622 \text{ mm}$ . Na podstawie wzoru (2)

z ustaleniem wartości współczynnika  $\alpha = 1.50$ , uznawanej za właściwą dla zastosowanej energii udaru, określono wartość pierwotnego modułu odkształcenia badanego gruntu:  $E_0 = 36.17$  kPa .

Oceniając wyniki przeprowadzonych badań należy podkreślić zbieżność wyznaczonej wartości  $E_0$  obydwoma sposobami. Można uważać, że na wynik badania płytą dynamiczną miało wpływ pewne zagęszczenie gruntu, które było spowodowane udarami poprzedzającymi badanie zasadnicze.

#### 4. Założenia analizy numerycznej

Analizie numerycznej poddano zachowanie bryły sprężystej w postaci walca kołowego o pionowej osi symetrii. Średnica walca odpowiada wymiarowi boku skrzyni  $\varphi = 1.3$  m . Jego wysokość jest równa łącznej grubości warstw piasku umieszczonego w skrzyni,  $H = 0.7$  m . Z uwagi na nieznaczne różnice w stopniach zagęszczenia bryłę gruntu traktowano jako jednorodną. Bryła stanowi model ośrodka gruntowego umieszczonego w skrzyni. Obudowę skrzyni traktowano jako nieodkształcalną. Rozważono dwa typy warunków brzegowych przypisanych podstawie dolnej i poboczniczy walca. Podano je na rysunku 1. Warunki **A** ograniczają przemieszczenia brzegów jedynie na kierunkach normalnych. Warunki **B** eliminują ruch brzegów na kierunkach normalnych i stycznych. Takie podejście pozwala oszacować rzeczywiste zachowanie bryły gruntu z niedomiarem i nadmiarem.



Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego. Warunki brzegowe do analizy numerycznej

Wykorzystano program obliczeniowy opracowany na użytek analiz przeprowadzonych w pracy [4] dla półprzestrzeni sprężystej. Program ten bazuje na różnicowym ujęciu problemu falowego ośrodka trójwymiarowego zaproponowanym w [5].

Analizowany problem wymaga, poza opisem zachowania ośrodka gruntowego, modelowania uderu spadającą masą za pośrednictwem amortyzatora sprężystego i płyty dociskowej. Płytę tę traktujemy jako sztywną. Spełnia ona wymóg formułowany w monografii [6] dla płyty spoczywającej na podłożu sprężystym,

$$S = 3 \frac{(1 - \nu_p^2) E_0 a^3}{(1 - \nu^2) E_p h^3} = 0.18 < 0.5. \quad (6)$$

W przytoczonym sprawdzeniu nie uwzględniono dodatkowego czynnika zwiększającego sztywność płyty dociskowej, którym jest jej zespolenie ze stalową, masywną obudową akcelerometru.

Model uderzenia spadającą masą w płytę dociskową opiszemy prostym oscylatorem sprężystym o stałej sprężynowania  $C_a$ . Równanie ruchu masy  $m_s$  w okresie jej kontaktu z amortyzatorem ma postać:

$$\ddot{W}(t) - \omega_0^2 [w(t) - W(t)] = g, \quad (7)$$

gdzie:  $\omega_0^2 = \frac{C_a}{m_s}$ ,  $g$  jest przyspieszeniem ziemskim,  $W(t)$  jest ugięciem amortyzatora,  $w(t)$  jest przemieszczeniem płyty dociskowej identyfikowanym z przemieszczeniem, którego doznaje punkt na powierzchni gruntu, znajdujący się na kierunku działania siły uderu. Wartość  $w(t)$  podlega wyznaczeniu z opisu dynamicznego zachowania bryły gruntu.

Równanie różniczkowe (7) całkowano jawną, trzypunktową metodą różnicową. Zasadniczy wzór rekurencyjny tej metody to określenie przyrostu przemieszczenia w kolejnym kroku czasowym  $\Delta t = t^{n+1} - t^n$ . Przyrost ten obliczamy jako:

$$\Delta W^{n+1,n} = \Delta W^{n-1,n} + \ddot{W}^n \Delta t^2, \quad (8)$$

gdzie  $\ddot{W}^n$  jest przyspieszeniem wynikającym z równania (7) dla znanego stanu przemieszczeń problemu w chwili  $t^n$ . Historyczną wartość przyrostu przemieszczenia dla kroku pierwszego należy przyjąć zgodnie z [7] jako:

$$\Delta W^{-1,0} = V_0 \Delta t - \frac{\ddot{W}^0 \Delta t^2}{2}, \quad (9)$$

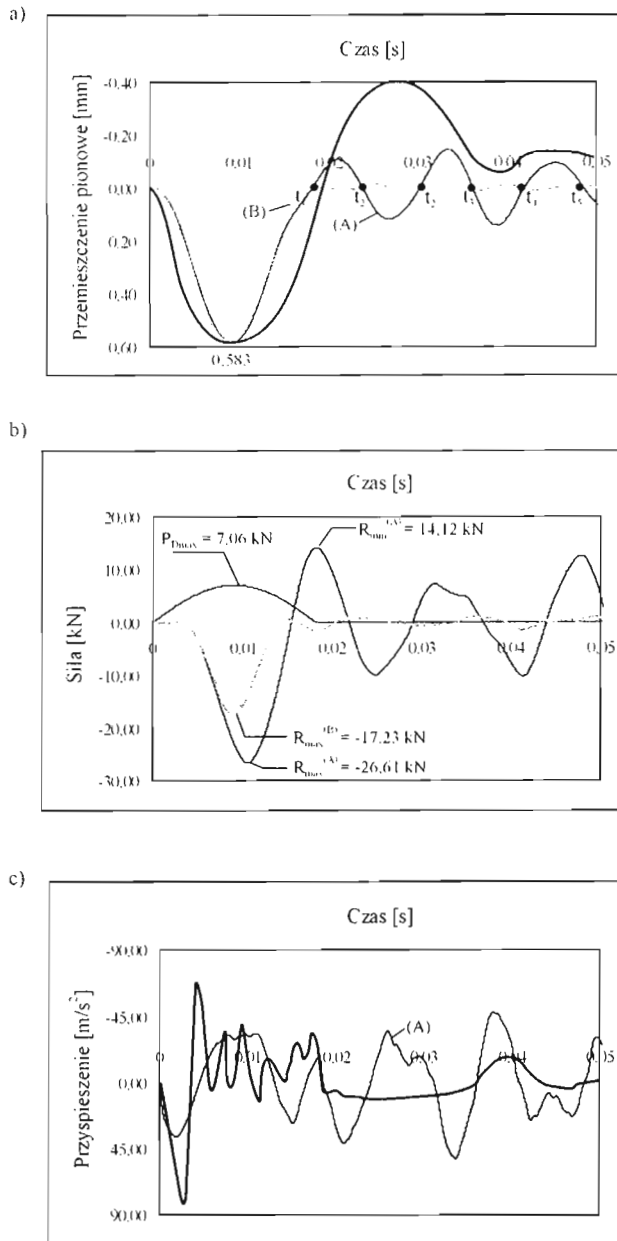
gdzie  $V_0 = \sqrt{2gh_s}$  jest prędkością spadania masy  $m_s$ . Rozwiązanie numeryczne będziemy wyznaczać tylko w okresie naturalnego sprężania amortyzatora, tj. nacisku masy spadającej na płytę dociskową.

## 5. Porównanie uzyskanych wyników numerycznych z doświadczeniem

W analizie numerycznej bryłę gruntu zdyskretyzowano siatką przestrzenną o podziale  $\Delta r = \Delta z = 0.03 \text{ m}$ . Zwiększenie albo zmniejszenie tych wartości nie prowadziło do istotnych zmian wyników, co świadczy o zbieżności uzyskanego rozwiązania. Stwierdzono, że procedura obliczeniowa była stabilna w wystarczająco długim czasie. Możliwe było otrzymanie szerokiego spektrum wyników numerycznych. Porównano je z wynikami badań laboratoryjnych przedstawionych w p.3. Doświadczalne przebiegi w czasie wielkości przyspieszeń, prędkości i przemieszczeń zaczerpnięto z próby siódmej, w której  $w_{\max}^{(7)} = 0.583 \text{ mm}$ . Oszacowanie na tej podstawie wartości statycznego, pierwotnego modułu odkształcenia badanego gruntu prowadzi do wyniku  $E_0 = 38.6 \text{ MPa}$ .

Na rysunku 2a przedstawiono porównanie przemieszczeń płyty dociskowej. Krzywa narysowana pogrubioną linią ciągłą została uzyskana w doświadczeniu. Krzywe (A) i (B) są wynikami analiz numerycznych przeprowadzonych dla odpowiednich przypadków warunków brzegowych na powierzchniach kontaktu bryły ze skrzynią, **A** i **B** – rysunek 1. Wyniki numeryczne są podane dla modelowego ośrodka sprężystego o stałych  $\nu = 0.3$  i module sprężystości  $E_{dyn} = 78.7 \text{ MPa}$ . Tę ostatnią wartość dobrano poprzez analizę odwrotną w taki sposób, aby uzyskać zgodność wartości amplitudy dodatniej przemieszczenia pionowego z analogiczną wartością doświadczalną,  $w_{max}^{num} = w_{max}^{(7)}$ . Krzywe zmienności w czasie analizowanego przemieszczenia, wyznaczone na podstawie analizy numerycznej dla warunków brzegowych **A** i **B**, różnią się między sobą nieznacznie w początkowym okresie, obejmującym dodatnie wartości przemieszczeń. Z dobrą dokładnością zgadza się również czas występowania przemieszczenia maksymalnego oraz okres oddziaływania obciążenia. Zasadny jest więc wniosek, że przyjęta do badań i analiz bryła gruntu była wystarczająco duża, aby odzwierciedlić procesy dynamicznego odkształcania. Tym samym nie stwierdzono wyraźnego wpływu kinematycznych warunków brzegowych na wynik analiz. Charakter zmienności krzywych numerycznych i doświadczalnej jest podobny, ale zwraca uwagę nieprzyleganie ich jako funkcji czasu. Wynika to z faktu, że grunt modelowano związkami konstytutywnymi liniowej sprężystości. Znaczne różnice w zmienności przemieszczeń – krzywa doświadczalna i prognozy numeryczne, jak również pomiędzy krzywymi numerycznymi, uwiadcniają się dopiero w późniejszym czasie, po ustaniu działania obciążenia.

Na rysunku 2b przedstawiono zmienność w czasie siły udaru  $P_D(t)$  oraz globalnej, dynamicznej reakcji pionowej w podstawie bryły gruntu,  $R^{(A)}(t)$  oraz  $R^{(B)}(t)$  – indeksy A i B specyfikują rozważane warunki brzegowe. Zróżnicowanie tych reakcji jest oczywiste. Obydwie funkcje wyznaczono na podstawie analizy numerycznej. Amplituda siły udaru  $P_{Dmax} = 7.06 \text{ kN}$  i chwila jej wystąpienia  $T = 18,3 \text{ ms}$  wykazują zgodność z wartością uzyskiwaną w testowaniu płyty dynamicznej na różnych podłożach: betonie i gruncie. Z danych w [2] wynika, że w testach przeprowadzanych lekką płytą dynamiczną na betonie uzyskiwano  $P_{Dmax} = 7.08 \text{ kN}$  oraz  $T = (19 \pm 2) \text{ ms}$ .



Rys. 2. Porównania wyników analiz numerycznych i doświadczenia [3]

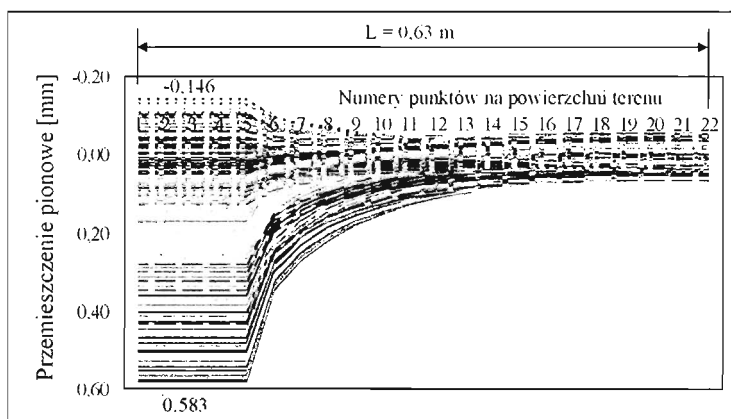


Zauważymy natomiast, że wartości amplitud reakcji dynamicznych powstających w podłożu modelowanej bryły gruntu, w otoczeniu chwili osiągnięcia  $w_{\max}^{\text{num}}$  są znacznie większe od amplitudy siły wymuszającej  $P_{D\max}$ . Dla analizowanych warunków brzegowych są to wielkości odpowiednio równe:  $R^{(A)}_{\max} = 26.61 \text{ kN}$ ,  $R^{(B)}_{\max} = 17.23 \text{ kN}$ . Ta ostatnia wartość nie ujmuje całości oddziaływania przekazywanego na podłoże skrzyni, co wynika z przyjętego charakteru warunków **B**.

Na podstawie pierwszej z wymienionych wartości można wnioskować, że badanie lekką płytą uderową inicjuje istotną reakcję dynamiczną bryły gruntu. Wykazywane w przebiegu  $R_{\max}$  okresowo wartości dodatnie – siły rozciągające – są znacznie mniejsze od całkowitego ciężaru bloku gruntowego. Oznacza to, że nie zachodzi potrzeba analizy odspojień w poziome podparcia bryły.

Zmienność przyspieszeń płyty dociskowej jest przedstawiona na rysunku 2c. Linia pogrubiona opisuje wynik doświadczalny. Linia cienka ilustruje zależność uzyskaną z analizy numerycznej. Wartości przyspieszeń pomierzonych i obliczonych wykazują znaczne rozbieżności.

Obwiednię przemieszczeń pionowych powierzchni bryły, wyznaczonych numerycznie, podano na rysunku 3. Również i ten wynik wskazuje na znakoprzebieżną reakcję gruntu pod zastosowanym obciążeniem uderowym.



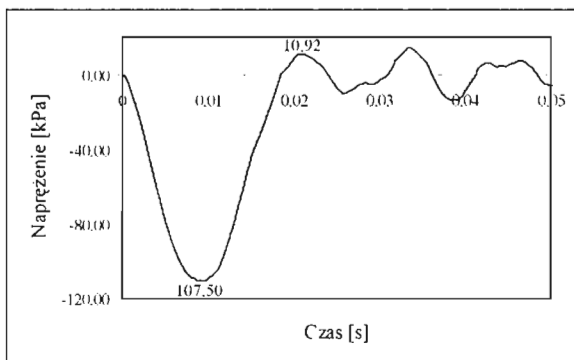
**Rys. 3.** Obwiednie przemieszczeń pionowych powierzchni bryły gruntu otrzymane w analizie numerycznej dla wariantu podpór A

Na rysunku 4a podano zmienność naprężeń pionowych w czasie pod płytą dociskową przyjmowaną w analizie numerycznej za idealnie sztywną. Prognoza numeryczna maksymalnych naprężeń pod płytą dociskową to  $\sigma_{Dmax} = 107.50 \text{ kPa}$ . Średnie naprężenie stowarzyszone z maksymalną wartością siły udaru wynosi  $\bar{\sigma}_{Dmax} = 99.89 \text{ kPa}$  i jest zgodne z wynikiem doświadczeń –  $100.16 \text{ kPa}$ . Po okresie początkowej reakcji gruntu, zdominowanej ściskaniem, stwierdzamy znakoprzemienność tych naprężeń. Wskazuje to na potrzebę rozważenia na drodze analizy wielokrotnych odspojień płyty dociskowej od podłoża gruntowego, pomimo oddziaływania jednokrotnym udarem.

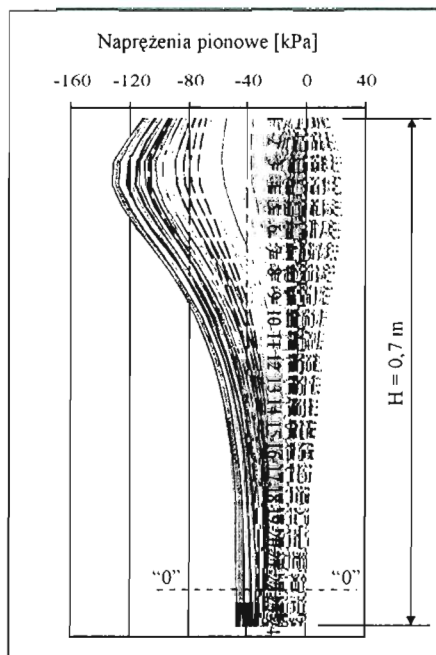
Obwiednia dynamicznych naprężeń pionowych w osi udaru jest przedstawiona na rysunku 4b. Analiza numeryczna wskazuje na generowanie się okresowo naprężeń dodatnich – rozciągających – o intensywnościach przekraczających naprężenia pierwotne. Stwierdza się, że występują one do znacznej głębokości (patrz poziom „0–0”).

Rozkłady pionowych naprężeń dynamicznych w płaszczyznach poziomych na różnych głębokościach są przedstawione na rys. 5. Kolejne rysunki dotyczą poziomów:  $1/3H$ ,  $2/3H$  oraz  $H$ . Również i te ilustracje wskazują na okresowe występowanie naprężeń rozciągających. Na tej podstawie można wnioskować o rozległości prawdopodobnych dynamicznych rozluźnień gruntu w analizowanej bryle.

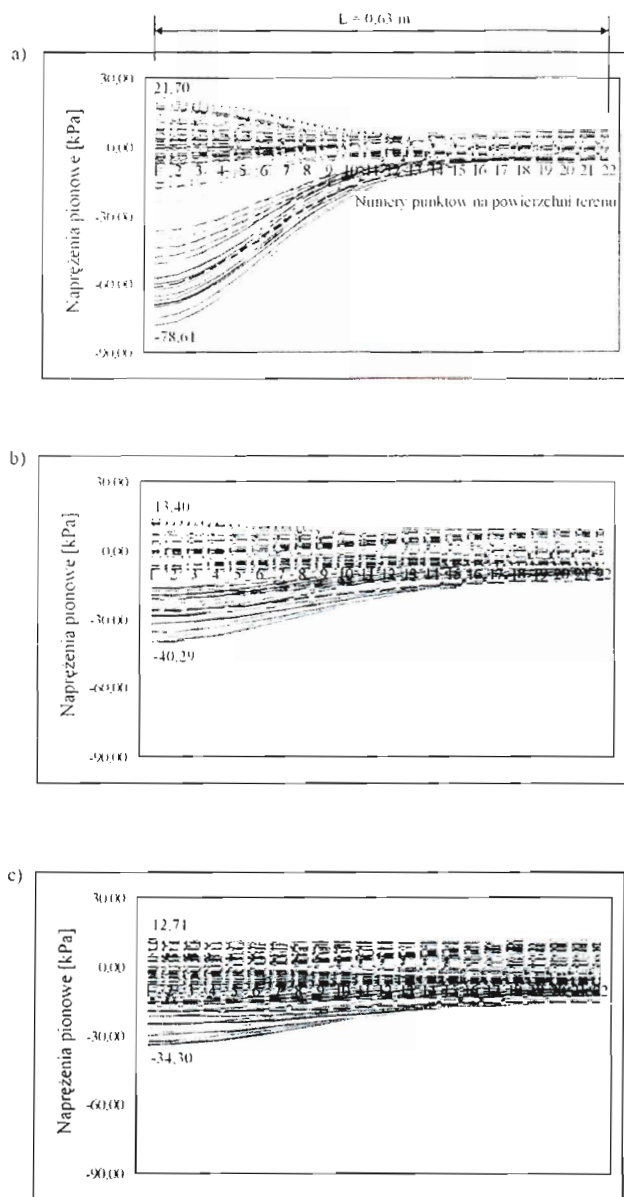
a)



b)



**Rys. 4.** Napężenia pionowe otrzymane w analizie numerycznej dla wariantu podpór A: a) zmienność w czasie pod powierzchnią płyty dociskowej, b) obwiednie po głębokości



**Rys. 5.** Obwiednie dynamicznych naprężeń pionowych w przekrojach poziomych otrzymane na drodze analizy numerycznej dla wariantu podpór A na głębokości: a)  $1/3 H$ , b)  $2/3 H$ , c)  $H$

## 6. Wnioski

Konfrontacja rezultatów analiz numerycznych i wykorzystanego wyniku doświadczalnego umożliwia przedstawienie wniosków typu ilościowego oraz jakościowego. Przedstawimy je grupując uwagi co do oceny zastosowanej procedury numerycznej, oszacowania dynamicznego wzmocnienia samego gruntu oraz oceny efektów dynamicznych badania przedmiotowym przyrządem.

Przed wszystkim należy zwrócić uwagę, na to, że wykorzystany program obliczeniowy do opisu reakcji falowej gruntu umożliwił otrzymanie wyników na wartości amplitudy siły uderu  $P_{Dmax}$  i okresu  $T$  występowania obciążenia na płytę dociskową. Są one zgodne z prognozami zawartymi w pracy [2], które opierają się na pomiarach bezpośrednich. Stwierdzono, że wartości te w bardzo słabym stopniu zależą od sztywności gruntu. Szczegółowe dane przytoczono w p. 5.

Zastosowanie podejścia odwrotnego w analizie numerycznej w odniesieniu do próby siódmej umożliwiło wyznaczenie dynamicznego modułu odkształcenia  $E_{dyn} = 78.7 \text{ MPa}$ . Wartość ta jest zbliżona do wartości modułu wtórnego,  $E = 94.28 \text{ MPa}$ . Jej zwiększenie w stosunku do statycznego modułu pierwotnego  $E_0 = 38.6 \text{ MPa}$ , określonego dla tejże próby, wyraża współczynnik wzmocnienia dynamicznego gruntu  $k_E$ , który jest równy

$$k_E = \frac{E_{dyn}}{E_0} = \frac{78.7}{38.6} = 2.04 \quad (10)$$

Wyznaczona wartość modułu dynamicznego jest wartością pośrednią pomiędzy wartościami modułów: pierwotnego i wtórnego. Uzasadnienia takiej relacji należy doszukiwać się w naturze procesów odkształcania gruntu w okresie, do chwili osiągnięcia maksymalnej amplitudy przemieszczenia. Z analizy numerycznej wynika, że w okresie tym zaobserwowano w analizie numerycznej jednokrotne odbicie propagujących się zaburzeń od brzegu dolnego modelowej bryły gruntu, a następnie od płyty dociskowej. Oznacza to, że grunt rzeczywisty w badaniu doświadczalnym mógł być poddawany procesom obciążania i odciążania, podczas których reagował jako ośrodek cechujący się zróżnicowanymi właściwościami odkształceniowymi. Obwiednie naprężeń dynamicznych, wyznaczone numerycznie, wskazują na występowanie okresowych zmian znaków naprężeń normalnych na kierunku pionowym. W poziomych przekrojach pośrednich na wysokości bryły gruntu stwierdzano występowanie naprężeń rozciągających o wartościach przekraczających naprężenia pierwotne w gruncie. W rzeczywistym badaniu grunt mógł więc ulegać rozluźnieniom na skutek znakoprzemiennych naprężeń, co musiało

powodować zmiany struktury szkieletu gruntowego i w konsekwencji zmniejszenie maksymalnej amplitudy przemieszczeń. Uwaga ta odnosi się również do miejsca przylegania płyty dociskowej do powierzchni gruntu.

Na możliwość występowania rozluźnień gruntu wskazują też wyniki badań doświadczalnych. W fazie końcowej ruch płyty dociskowej był zdominowany przemieszczeniami ujemnymi, tzn. odbywał się na poziomie przewyższającym początkowy poziom wierzchu bryły gruntu. Badany grunt był więc podatny na zmianę szkieletu. Z fizycznego punktu widzenia cechował się niską wilgotnością oraz równoziarnistością. Stąd szkielet gruntowy był nietrwały i przez to wrażliwy na przemienne procesy naprężania dynamicznego wywoływane odbiciami fal naprężeń od obudowy bryły gruntu, głównie od jej dna. Oznacza to, że w doświadczeniu nie spełniono w zupełności postulatu o nieniszczącym charakterze próby dynamicznej.

Pełniejsza analiza teoretyczna wymaga więc uwzględnienia efektów okresowego rozluźniania i zagęszczania szkieletu gruntowego. Dopuszczać należy również możliwość odspojen wielokrotnych samej płyty dociskowej na powierzchni kontaktu z gruntem.

Poprzez analizę numeryczną wykazano, że badanie lekką płytą dynamiczną ma typowy dynamiczny charakter i w żadnym wypadku nie powinno być uważane za badanie quasi–statyczne. Współczynnik dynamiczności obciążenia można oszacować według różnych koncepcji. Jedną z nich może być stosunek maksymalnej reakcji podłoża bryły gruntu do maksymalnej wartości siły udaru –  $\frac{R_{\max}}{P_{D_{\max}}}$ . Stosu-

nek taki wyraża w pewien sposób globalny efekt dynamiczności stosowanego obciążenia udarowego spadającą masą. Na podstawie danych zamieszczonych w p. 5 wartość takiego współczynnika szacuje się w wypadku warunków brzegowych typu **A**:

$$k_q^{(A)} = 3.77. \quad (11)$$

Inną koncepcją współczynnika dynamiczności może być określenie go jako stosunek wartości statycznego obciążenia zastępczego  $P_z$ , działającego na płytę dociskową, do wartości  $P_{D_{\max}}$ . Wartość  $P_z$  należy ustalić z warunku zgodności osiadania statycznego płyty i amplitudy dynamicznej  $w_{\max}^{(7)} = 0.583\text{mm}$ .

$$k_q = \frac{P_z}{P_{D_{\max}}}. \quad (12)$$

Określając poszukiwaną wartość statycznego obciążenia zastępczego  $P_z$  skorzystano z możliwości rozwiązywania problemów statyki programem dynamicznym. Sposobem iteracyjnym otrzymano wartość tak zdefiniowanego obciążenia zastępczego, co umożliwiło wyznaczenie współczynnika dynamiczności:

$$k_q = 1,36. \quad (13)$$

Zasadne jest więc wnioskowanie, że poszukiwana wartość współczynnika dynamiczności obciążenia udarowego zawiera się w przedziale

$$1.36 < k_q < 3.77. \quad (14)$$

Gdyby za podstawę syntezy wyników uzyskiwanych za pomocą lekkiej płyty dynamicznej przyjąć wzór (4), jawnie wyrażający efekty dynamiczne badania, zachowując jednocześnie procedurę interpretacji wyników badań lekką płytą dynamiczną zgodnie z [1], to w wyniku próby siódmej należy przyjąć  $k_q = 2.04$ . Wartość ta nie narusza oszacowania (14).

## Literatura

- [1] Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau TP BF–StB Teil B 8.3. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes. 1992.
- [2] Weingart W.: Probleme der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. Die Strasse 11/1981, s. 369–373.
- [3] Sulewska M. J.: Moduły odkształcenia gruntu niespoistego wyznaczone metodą dynamiczną. Rozprawa doktorska. Białystok 1993.
- [4] Bąk G., Gosk W.: Prognoza numeryczna reakcji falowej uwarstwionej półprzestrzeni sprężystej. II Problemowa Konferencja Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”. Białystok – Białowieża 2004.
- [5] Szcześniak Z.: Modelowanie zachowania dynamicznego konstrukcji podziemnych w warunkach działania powietrznej fali uderzeniowej. Wydawnictwo WAT, Warszawa 1999.
- [6] Gorbunow – Posadow M. J., Malikova T. A., Sołomin V. J.: Rasčot konstrukcji na uprugom osnovanii. Moskva „Strojizdat” 1984.
- [7] Bąk G.: Bezpośrednia metoda różnicowa w dynamice konstrukcji sprężystych. Mechanika i komputer. Tom 5, s. 159–175, Warszawa 1983.

## **THE ANALYSIS OF LIMITED SOIL BULK BEHAVIOUR UNDER THE MASS IMPACT**

**Summary:** The dynamic response of the limited sand soil bulk under the mass impact is analysed in the paper. The numerical analysis is performed using the wave formulation for the linear–elastic continuum. The experimental results from the laboratory research by means of the light drop tester ZFG–01 being designed for the soil compaction control are used to the comparison with the numerical results. Conclusions concerning correctness of the research procedure and numerical approach assumptions are submitted.

**Key words:** mass impact, wave analysis, light drop tester, dynamic modulus of soil

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/3/02, realizowanej w Politechnice Białostockiej



Katarzyna Cichocka, Dorota Małaszkiwicz

## WPŁYW KRUSZYWA Z RECYKLINGU BETONU NA WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOTECHNICZNE BETONU

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki badania betonów, w których kruszywo grube zastąpiono kruszywem z rozbiórki konstrukcji betonowych. Przedstawione badania własne poświęcone zostały cechom wytrzymałościowym kruszywa wtórnego i betonu z zastosowaniem tegoż kruszywa. Zaprezentowano rezultaty badania wpływu kruszywa z recyklingu na wytrzymałość na ściskanie betonu, jego nasiąkliwość, wodoszczelność i mrozoodporność.

**Słowa kluczowe:** beton recyklowany, recykling

### 1. Wstęp

Rozwijające się budownictwo, rozbudowująca się infrastruktura komunalna i drogowa oraz remonty obiektów dostarczają produktu ubocznego jakim są odpady budowlane. Większość z nich, w tym gruz betonowy, mogą być powtórnie przetworzone i wykorzystane w gospodarce [1,2,3].

Odpowiednio rozdrobniony gruz betonowy może być bezpośrednio wykorzystany jako kruszywo do nowego, recyklowanego betonu lub jako wtórne kruszywo przeznaczone na różnego rodzaju podsypki. Przy wielkości ziaren gruzu od 150 do 300 mm można je zatapiać w mieszance betonowej przeznaczonej do wykonywania elementów masywnych.

Drobniejsze ziarna w znacznej części mogą powstawać już podczas niszczenia konstrukcji, można je także otrzymywać przez dodatkowe rozkruszenie materiału. W wypadku zamierzenia wykorzystania kawałków gruzu jako kruszywa do betonu cały urobek powinien być frakcjonowany. Frakcjonowanie prowadzone może być już bezpośrednio w miejscu robót rozbiórkowych. Zazwyczaj dokonuje się podziału ziaren na frakcje 0/2, 2/8, 8/31,5 mm.

Jakość kruszywa wtórnego zależy przede wszystkim od klasy betonu, z którego jest ono pozyskiwane oraz od zawartości zaprawy w objętości ziaren kruszywa wtórnego.

Z kruszywa wtórnego, pochodzącego z betonów wyższych klas oraz zawierających stosunkowo dużą ilość cementu, można uzyskać pełnowartościowy beton konstrukcyjny [4]. Mieszkankę betonową można wykonywać wykorzystując tylko ziarna uzyskane z gruzu betonowego, bądź też łącząc je z kruszywem naturalnym.

Projektowanie składu i wykonanie betonu z kruszywem wtórnym pochodzącym z rozdrobnionego betonu jest w zasadzie identyczne z projektowaniem składu betonu zwykłego, przy czym zalecane są metody doświadczałne. Ponieważ nasiąkliwość kruszywa pozyskanego z niszczonego betonu jest znacznie wyższa niż kruszyw kamiennych (ziarno kruszywa wtórnego składa się w dużej części ze stwardniałego zaczynu cementowego), przed wykonaniem mieszanki betonowej konieczne jest płukanie go i zwilżanie wodą. W ten sposób można uniknąć zmiany konsystencji mieszanki betonowej bezpośrednio po wymieszaniu składników oraz negatywnego wpływu pyłów na przyczepność między zaczynem i ziarnami kruszywa wtórnego.

Nie ma w literaturze informacji o wpływie klasy betonu, z którego pozyskuje się kruszywo wtórne, na wytrzymałość nowego betonu. Chcąc więc dziś wykorzystać konkretny stary beton jako kruszywo wtórne, musimy przeprowadzać szczegółowe badania, musimy stosować kruszywo wtórne z dużą ostrożnością. Oprócz wytrzymałości betonu należy brać pod uwagę to, że wskutek procesu kruszenia ziarna wtórnego kruszywa mogą mieć znacznie mniejszą wytrzymałość niż ziarna pochodzenia naturalnego. Ponadto rozpoznany musi być ogólny stan betonu starego, w tym ewentualność porażenia go jednym z rodzajów korozji.

Przed podjęciem decyzji o wykorzystaniu betonowego gruzu pochodzącego z niszczonych konstrukcji jako kruszywa do betonu należy uwzględnić:

- koszty rozdrobnienia grubszych kawałków betonu do żądanej wielkości,
- objętość materiału wtórnego będącego do dyspozycji,
- ograniczenia jakościowe betonu wykonanego z tak uzyskanego kruszywa.

## **2. Badanie kruszywa wtórnego pochodzącego z recyklingu wyrobów betonowych**

Zauważa się, że w Polsce w ostatnim okresie zachodzi coraz większa potrzeba ponownego wykorzystywania odpadów budowlanych w produkcji materiałów budowlanych. Jest to spowodowane możliwością efektywnych gospodarczych

rozwiązań recyklingu przy nowych uwarunkowaniach przepisów ochrony środowiska naturalnego człowieka.

Przedmiotem badań przedstawionych w referacie był gruz z betonu konstrukcyjnego z rozbiórek obiektów przemysłowych. Po rozkruszeniu i dodatkowej selekcji do badań wydzielone zostały następujące frakcje kruszywa wtórnego: 2/4, 4/8, 8/16, 16/31,5.

Zakres badań kruszywa wtórnego obejmował określenie cech poszczególnych frakcji kruszywa zgodnie z normą PN-76/B-06714.00 „Kruszywa mineralne. Badania. Postanowienia ogólne”, a także badanie właściwości betonów z użyciem kruszywa wtórnego zgodnie z procedurami normy betonowej PN-88/B-06250, co uwarunkowane jest brakiem wytycznych normowych w PN-EN 206-1.

W badaniach nad kruszywem wtórnym oznaczono następujące właściwości: wytrzymałość na miażdżenie, zawartość ziaren słabych, nasiąkliwość, mrozoodporność, zawartość ziaren nieforemnych, zawartość pyłów mineralnych, gęstość, gęstość nasypową.

Badanie betonów z kruszywem wtórnym prowadzono porównując ten beton z betonem zawierającym naturalne kruszywo żwirowo-piaskowe. Kruszywo wtórne stosowano dla frakcji grubej z dodatkiem drobnej frakcji kruszywa naturalnego. Badanie cech betonów prowadzono dla składu mieszanek betonowych o uziarnieniu kruszyw do 16 mm i 31,5 mm. Badanie właściwości betonów dla obu serii prowadzono w zakresie podstawowych cech, to jest: wytrzymałości na ściskanie, nasiąkliwości, wodoszczelności, mrozoodporności.

W badaniu betonów stosowano cement portlandzki CEM I 32,5 R oraz podane poniżej rodzaje kruszywa drobnego i grubego:

- piasek rzeczny wg PN-86/B-06712,
- żwir rzeczny o frakcjach 2/4, 2/8, 8/16 i 16/31,5 wg PN-86/B-06712,
- kruszywo wtórne z betonu konstrukcyjnego obiektów przemysłowych o frakcjach 2/8, 4/8, 8/16, 16/31,5.
- kruszywo mieszane 2/8 o składzie: żwir rzeczny 2/4 – 28 %,
- kruszywo wtórne 4/8 – 72 %.

Charakterystykę właściwości żwiru i kruszywa wtórnego przedstawiono w tabelicy 2.1.

Tabl. 2.1.

## Właściwości kruszyw

| Rodzaj badania                                | Żwir                                                            |      |         | Kruszywo wtórne                                                                                      |      |         |
|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|------|---------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|---------|
|                                               | 2/8                                                             | 8/16 | 16/31,5 | 2/8                                                                                                  | 8/16 | 16/31,5 |
| Wytrzymałość na miążdżenie [%]                | 15,7                                                            | 11,2 | 13,8    | 16,8                                                                                                 | 19,2 | 21,8    |
| Zawartość ziaren słabych [%]                  | 4,5                                                             | 3,6  | 2,3     | 19,6                                                                                                 | 21,7 | 22,5    |
| Nasiąkliwość [%]                              | 2,9                                                             | 2,4  | 2,6     | 5,0                                                                                                  | 5,1  | 7,3     |
| Mrozoodporność po 25 cyklach [%]              | 1,56                                                            | 0,95 | 0,7     | powyżej wymagań normy PN-86/B-06712                                                                  |      |         |
| Zawartość ziaren nieforemnych [%]             | 18,8                                                            | 17,3 | 16,4    | 10,4                                                                                                 | 11,3 | 7,3     |
| Zawartość pyłów mineralnych [%]               | 0,9                                                             | 0,8  | 0,5     | 3,3                                                                                                  | 3,0  | 2,5     |
| Zawartość zanieczyszczeń organicznych (barwa) | barwa jaśniejsza od wzorcowej                                   |      |         | barwa jaśniejsza od wzorcowej                                                                        |      |         |
| Gęstość [g/cm <sup>3</sup> ]                  | 2,65                                                            | 2,65 | 2,65    | 2,62                                                                                                 | 2,62 | 2,62    |
| Uwaga                                         | spełniają wymagania normy PN-86/B-06712 dla marki kruszywa M 20 |      |         | spełniają wymagania normy PN-86/B-06712 dla marki kruszywa łamanego M 10 z wyjątkiem mrozoodporności |      |         |

Do badania betonów przygotowano dwie serie mieszanek betonowych z kruszywem do 16 i 31,5 mm, których skład zestawiono w tablicy 2.2. Mieszanki betonowe zawierające wyłącznie kruszywo naturalne oznaczono symbolem B<sub>0</sub>. Betony zawierające grube kruszywo wtórne oznaczono symbolem B<sub>1</sub>, natomiast betony zawierające kruszywo mieszane oznaczono symbolem B<sub>2</sub>. Zawartość poszczególnych frakcji kruszyw dobierano w taki sposób, aby uzyskać krzywe przesiewu mieszczące się w przedziale pomiędzy normowymi krzywymi granicznymi. Projektując mieszanki betonowe zachowano stałą ilość dodawanego cementu portlandzkiego w ilości 320 kg.

Większa nasiąkliwość i wyższa zawartość części pylastych w kruszywie wtórnym (tabl. 2.1) oddziaływała na wzrost wodożądności mieszanek betonowych. Ilość wody w mieszankach betonowych określono doświadczalnie przy założeniu utrzymania jednakowej konsystencji poszczególnych mieszanek.

Przeprowadzono następujące badania następujących właściwości betonów: wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość, wodoszczelności i mrozoodporności. Badań tych dokonano na próbkach sześciennych o wymiarach 150x150x150 mm, zgodnie z normą PN-EN 206-1 „Beton”.

Tabl. 2.2.

Skład mieszanek betonowych

| Wyszczególnienie                                                                        | Mieszanka betonowa |                   |                   |                     |                     |                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|                                                                                         | Kruszywo 0/16      |                   |                   | Kruszywo 0/31,5     |                     |                     |
|                                                                                         | B <sub>0/16</sub>  | B <sub>1/16</sub> | B <sub>2/16</sub> | B <sub>0/31,5</sub> | B <sub>1/31,5</sub> | B <sub>2/31,5</sub> |
| Piasek 0/2, wg PN-86/B-06712 [kg/m <sup>3</sup> ]                                       | 684                | 683               | 683               | 625                 | 683                 | 683                 |
| Żwir 2/8, wg PN-86/B-06712 [kg/m <sup>3</sup> ]                                         | 547                | -                 | -                 | 429                 | -                   | -                   |
| Żwir 8/16, wg PN-86/B-06712 [kg/m <sup>3</sup> ]                                        | 722                | -                 | -                 | 137                 | -                   | -                   |
| Żwir 16/31,5, wg PN-86/B-06712 [kg/m <sup>3</sup> ]                                     | -                  | -                 | -                 | 761                 | -                   | -                   |
| Kruszywo wtórne - 2/8 [kg/m <sup>3</sup> ]                                              | -                  | 579               | -                 | -                   | 347                 | -                   |
| Kruszywo wtórne - 8/16 [kg/m <sup>3</sup> ]                                             | -                  | 675               | 675               | -                   | 328                 | 328                 |
| Kruszywo wtórne - 16/31,5 [kg/m <sup>3</sup> ]                                          | -                  | -                 | -                 | -                   | 579                 | 579                 |
| Kruszywo mieszane 2/8 [kg/m <sup>3</sup> ]:<br>żwir 2/4 - 28% kruszywo wtórne 4/8 - 72% | -                  | -                 | 581               | -                   | -                   | 349                 |
| Cement [kg/m <sup>3</sup> ]                                                             | 320                | 320               | 320               | 320                 | 320                 | 320                 |
| Woda [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]                                                 | 188,2              | 200,5             | 191,7             | 177,9               | 199,4               | 195,8               |
| Stosunek W/C                                                                            | 0,588              | 0,627             | 0,599             | 0,556               | 0,623               | 0,612               |
| Konsystencja wg Ve-Be                                                                   | plast<br>(8,0s)    | plast<br>(8,0s)   | plast<br>(8,0s)   | plast<br>(8,0s)     | plast<br>(8,0s)     | plast<br>(8,0s)     |
| Zawartość powietrza [%]                                                                 | 3,4                | 4,0               | 3,6               | 3,0                 | 3,4                 | 3,3                 |

Badanie wytrzymałości na ściskanie betonów przeprowadzono w sześciu terminach, po: 1, 2, 3, 7, 28 i 90 dniach. Wszystkie wyniki oznaczeń przedstawiono w tablicy 2.3.

Tabl. 2.3.

Właściwości badanych betonów

| Wyszczególnienie                                                                              | Beton z kruszywem do 16 mm |                   |                   | Beton z kruszywem do 31,5 mm |                     |                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|------------------------------|---------------------|---------------------|
|                                                                                               | B <sub>0/16</sub>          | B <sub>1/16</sub> | B <sub>2/16</sub> | B <sub>0/31,5</sub>          | B <sub>1/31,5</sub> | B <sub>2/31,5</sub> |
| Wytrzymałość na ściskanie:                                                                    |                            |                   |                   |                              |                     |                     |
| R <sub>1</sub> [MPa]                                                                          | 13,9                       | 12,6              | 13,1              | 13,5                         | 12,4                | 12,7                |
| R <sub>2</sub> [MPa]                                                                          | 21,5                       | 18,0              | 20,2              | 21,3                         | 20,3                | 20,9                |
| R <sub>3</sub> [MPa]                                                                          | 27,0                       | 23,4              | 25,7              | 26,9                         | 25,7                | 26,8                |
| R <sub>7</sub> [MPa]                                                                          | 31,7                       | 29,5              | 31,7              | 32,1                         | 30,4                | 31,0                |
| R <sub>28</sub> [MPa]                                                                         | 40,6                       | 36,5              | 39,8              | 40,1                         | 39,3                | 39,5                |
| R <sub>90</sub> [MPa]                                                                         | 43,5                       | 40,9              | 41,9              | 44,2                         | 43,7                | 43,7                |
| Wodoszczelność betonu:<br>- średnia głębokość penetracji<br>wody przy ciśnieniu 1,2 MPa, [cm] | 6,25                       | 13,8              | 12,6              | 13,6                         | 15,0                | 13,8                |
| - stopień wodoszczelności betonu                                                              | W 12                       | W 12              | W 12              | W 12                         | W 10                | W 12                |
| Nasiąkliwość [%]                                                                              | 4,86                       | 6,89              | 6,87              | 5,80                         | 7,87                | 7,46                |
| Mrozoodporność (F 50):<br>- ubytek masy [%]                                                   | +0,05                      | +0,05             | +0,04             | +0,13                        | +0,01               | -0,03               |
| - spadek wytrzymałości [%]                                                                    | -2,42                      | -0,55             | -2,21             | -4,43                        | -1,19               | -3,85               |

Przeprowadzone badanie właściwości kruszywa wtórnego o uziarnieniu 4/8, 8/16, i 16/31,5 w zakresie wytrzymałości na miażdżenie, nasiąkliwość zawartość pyłów mineralnych, ziaren nieforemnych i zawartość zanieczyszczeń organicznych wykazało, że kruszywa te odpowiadają wymaganiom normy PN 86/B-06712 dla najniższej marki kruszywa łamanego M 10. W badaniach nad mrozoodpornością kruszywa wtórnego stwierdzono przekroczenie normowych dopuszczalnych wartości ubytku masy dla wszystkich frakcji kruszywa.

Badanie cech betonów z kruszywem wtórnym przeprowadzono, porównując cechy betonu z kruszywem naturalnym (piasek 0/2, oraz żwir 2/8, 8/16 i 16/31,5). Opracowano dwa składy mieszanek betonowych o uziarnieniu do 16 mm i do 31,5 mm (tabl. 2.2). We wszystkich mieszankach betonowych jako kruszywo drobne zastosowano piasek rzeczny o uziarnieniu 0/2.

Badanie cech teologicznych mieszanek potwierdziło większą wodożądność mieszanek zawierających kruszywo wtórne. Przy umiarkowanej ilości cementu w betonie ( $320 \text{ kg/m}^3$ ) uzyskano beton klasy powyżej B20 (tabl. 2.3). Uzyskane wyniki badań nad wytrzymałością wykazały wpływ kruszywa wtórnego na kształtowanie dynamiki narastania wytrzymałości betonów. Beton z kruszywem wtórnym wykazał spadek wytrzymałości na ściskanie w stosunku do betonu z kruszywa naturalnego. Spadek wytrzymałości betonu jest wyższy przy stosowaniu drobniejszego kruszywa wtórnego do 16 mm. Dla betonu z kruszywem wtórnym do 31,5 mm spadek wytrzymałości jest nieduży i wynosi około 8 % dla wytrzymałości wczesnych betonu i co należy podkreślić nieznaczny przy dłuższym dojrzewaniu betonu (około 1% po 28 dniach). Zastąpienie kruszywa wtórnego w zakresie uziarnienia 2-4 mm żwirem umożliwia otrzymanie jeszcze korzystniejszych właściwości wytrzymałościowych betonu.

Wyniki badania nasiąkliwości i wodoszczelności betonów wykazały dobrą szczelność betonów z kruszywem wtórnym (tabl. 3). Betony z kruszywem wtórnym 2/16 i 2/31,5 wykazują podwyższoną nasiąkliwość betonu, spełniając wymagania normy PN-88/B-06250 dla betonu osłoniętego przed bezpośrednim działaniem czynników atmosferycznych. Betony wykazały jednak bardzo wysoki stopień wodoszczelności: W 10-W 12 (tabl. 2.3).

Wartości pomiarów mrozoodporności betonów z kruszywem wtórnym (tabl. 2.2) spełniają wymagania normy PN-88/B-06250 – dla stopnia mrozoodporności betonów F 50. Nie stwierdzono żadnych uszkodzeń próbek. Badane próbki wykazały nawet niewielki wzrost wytrzymałości na ściskanie po cyklach zamrażania i rozmrażania w stosunku do próbek świadków.

Reasumując powyższe należy stwierdzić, że badane kruszywo wtórne w pełni wykazało przydatność do produkcji betonu zwykłego, spełniającego wymagania

normy PN-EN 206-1 dla betonów klas C 25/30 do C 30/37. Bardzo korzystne cechy betonu uzyskano pomimo słabszych, w stosunku do kruszywa naturalnego, cech technicznych kruszywa wtórnego, będących przedmiotem oceny według normy PN-86/B-06712 „Kruszywa mineralne do betonu”. Takie wyniki pozwalają stwierdzić, że kruszywo wtórne z konstrukcji betonowych może stanowić częściowy lub całkowity substytut naturalnego kruszywa w produkcji betonu zwykłego i prefabrykatów betonowych.

### **3. Wnioski**

1. Przeprowadzone badania potwierdziły przydatność do produkcji betonu zwykłego kruszywa wtórnego, uzyskanego z pokruszenia starej konstrukcji betonowej obiektów przemysłowych.
2. Badane frakcje kruszyw wtórnych: 2/8, 4/8, 8/16 i 16/31,5 spełniają wymagania normy PN-86/B-06712 dla niższych marek kruszyw do betonu z wyjątkiem mrozoodporności.
3. Badane betony z kruszywem wtórnym, przy zawartości 320 kg/m<sup>3</sup> cementu portlandzkiego CEM I 32,5 R i kruszywa drobnego piasku rzeczno- w mieszankach betonowych, wykazały wysokie wytrzymałości odpowiadające betonowi zwykłemu powyżej klasy B 30. W stosunku do betonu porównawczego na kruszywie naturalnym spadki wytrzymałości na ściskanie po 28-dniach betonów z kruszywem wtórnym wynoszą od 1,5 do 10 %. Zastąpienie w mieszance betonowej kruszywa wtórnego w zakresie uziarnienia 2–4 mm naturalnym kruszywem żwirowym wpłynęło korzystnie na cechy wytrzymałości betonu.
4. Badane betony z kruszywem wtórnym wykazały większą nasiąkliwość w stosunku do betonu porównawczego z naturalnym kruszywem żwirowo- piaskowym.
5. Mrozoodporność betonu z kruszywa wtórnego jest porównywalna do odporności na cykle zamrażania i odmrażania betonów z kruszyw naturalnych.

### **4. Literatura**

1. Michalski T. „Co zrobić z materiałami do rozbiórki?”, *Murator* 3/1996
2. Jasiczak J., Szczeszek M.: „Waste Not...”, *Concrete Engineering International*, October 1999.

3. Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A. : „Recykling betonów konstrukcyjnych – wyniki badań krajowych i zagranicznych” Materiały V Konferencji „Problemy zagospodarowania odpadów mineralnych” Wisła, 1999.
4. Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A. : „Cechy wytrzymałościowe betonu konstrukcyjnego z kruszywem wtórnym” Materiały XLI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1995.

## **PROPERTIES OF CONCRETE WITH RECYCLED AGGREGATE**

**Summary:** This paper reports the results of investigations conducted on concretes in which coarse aggregate was replaced by recycled aggregate from the demolition of old concrete structures. The influence of recycled aggregate on compressive strength, water permeability, water absorbability and frost resistance of concrete was examined.

**Keywords:** recycled concrete, recycling

Artykuł zrealizowano w ramach pacy statutowej S/IIB/1/2002



Katarzyna Dołyk, Zygmunt Orłowski

## OKŁADZINY KAMIENNE W OBIEKTACH MONUMENTALNYCH – PRZYCZYNY USZKODZEŃ I SPOSOBY ZABEZPIECZEŃ

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono problemy dotyczące zachowania się kamiennych okładzin zewnętrznych w obiektach zabytkowych i we współczesnych budowlach monumentalnych. Na przykładach obiektów Białegostoku podano przyczyny uszkodzeń okładzin i sposoby zabezpieczeń. W końcowej części artykułu podano współczesne metody montażu kamiennych okładzin elewacyjnych.

**Słowa kluczowe:** okładziny kamienne, renowacja, konserwacja

### 1. Wstęp

Kamień naturalny jest jednym z najstarszych materiałów budowlanych. Historia stosowania materiału kamiennego w budownictwie sięga czasów starożytnych. W początkowym okresie kamień stosowany był jako materiał konstrukcyjny. W miarę upływu czasu zaczęto stosować kamień jako element konstrukcyjny i dekoracyjny. Warto wspomnieć, że zastosowanie kamienia od zawsze towarzyszy postępowi ludzkiej cywilizacji. Kamień utożsamiany jest z trwałością, potęgą, nieśmiertelnością. W Egipcie, a następnie w Grecji i Rzymie, był zastosowany w budownictwie monumentalnym (piramidy, świątynie, pałace, amfiteatry itp.) głównie jako materiał konstrukcyjny w postaci bloków kamiennych, ale także jako okładzina zewnętrzna ścian (na przykład Koloseum, akwedukty).

Obecnie zakres stosowania kamienia jako materiału budowlanego uległ zasadniczej zmianie. Zaczęto go używać w budowlach świeckich [11]. Dawniej kamień ozdabiał głównie obiekty szczególne, świątynie, obecnie stosuje się go w budowie banków, biur maklerskich, obiektów handlu przedmiotami luksusowymi, itp. Kamień w dalszym ciągu jawi się jako symbol pewności, trwałości i zaufania podkreślając jednocześnie prestiż instytucji, właściciela.

Do upowszechnienia okładzin kamiennych przyczynił się w znacznej mierze także rozwój przemysłu kamieniarskiego. Modernizacja zakładów obróbki kamienia w postaci montażu nowych linii obróbczych pozwala na masową produkcję cieńszych płytowych elementów kamiennych o lepszej jakości, stosowanych jako wykładziny pionowe i poziome o różnorodnym przeznaczeniu.

Chociaż kamień utożsamiany jest z czymś trwałym, niezniszczalnym, nasze obserwacje wskazują, że w trakcie eksploatacji ulega on jednak uszkodzeniom i destrukcji. Artykuł poniższy jest próbą określenia przyczyn tego zjawiska oraz podania sposobu jego powstrzymania.

## 2. Charakterystyka stosowanych okładzin kamiennych

*Okładziną* w budownictwie nazywa się wierzchnią warstwę ściany lub innej części budowli, wykonaną z ozdobnego kamienia naturalnego lub sztucznego [17].

Materiały kamienne są skałami rodzimymi, składającymi się z minerałów [7]. Ze względu na sposób powstania płyty okładzinowe dzielimy na trzy podstawowe grupy: okładziny ze skał magmowych, osadowych i przeobrażonych, czyli metamorficznych (tabela 1).

**Tabela 1**

Klasyfikacja skał, z których wytwarzane są płyty okładzinowe

| Skały magmowe        | Skały osadowe                                        | Skały przeobrażone |
|----------------------|------------------------------------------------------|--------------------|
| granit–G<br>sjenit–S | piaskowiec–P<br>trawertyn–T<br>dolomit–D<br>wapień–W | marmur–M           |

Płyty ze skał magmowych, tj. granity i sjenity charakteryzują się najlepszymi cechami wytrzymałościowymi i mrozoodpornymi oraz bardzo małą nasiąkliwością, co przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Cechy płyt kamiennych do okładzin pionowych zewnętrznych

| Właściwości: / Rodzaj materiału:                           | G             | S   | T   | P   | D   | W    |
|------------------------------------------------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|------|
| wytrzymałość na ściskanie w stanie nasycenia wodą [MPa]    | 100           | 100 | 30  | 40  | 40  | 7    |
| wytrzymałość na ściskanie po badaniu mrozoodporności [MPa] | 80            | 80  | 24  | 32  | 36  | 5    |
| mrozoodporność [25 cykli]                                  | Bez uszkodzeń |     |     |     |     |      |
| nasiąkliwość zwykła [%]                                    | 0,5           | 0,5 | 0,6 | 5,0 | 1,9 | 12,0 |

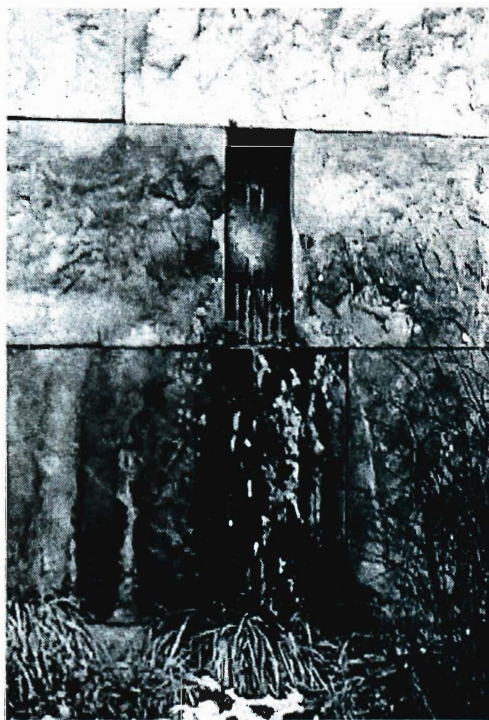
### 3. Przykłady uszkodzeń okładzin kamiennych elewacyjnych w wybranych obiektach Białegostoku

*Uszkodzenie* to termin ogólny określający zniszczenie prowadzące do zmian własności użytkowych lub wyglądu zewnętrznego materiału, wynikających z jego przeobrażeń wewnętrznych [6]. Uszkodzenia mogą powstawać na skutek oddziaływań mechanicznych, jak też być efektem procesów fizycznych, chemicznych czy biologicznych, objawiających się np. zmianą barwy, utratą połysku czy też wzrostem szorstkości powierzchni.

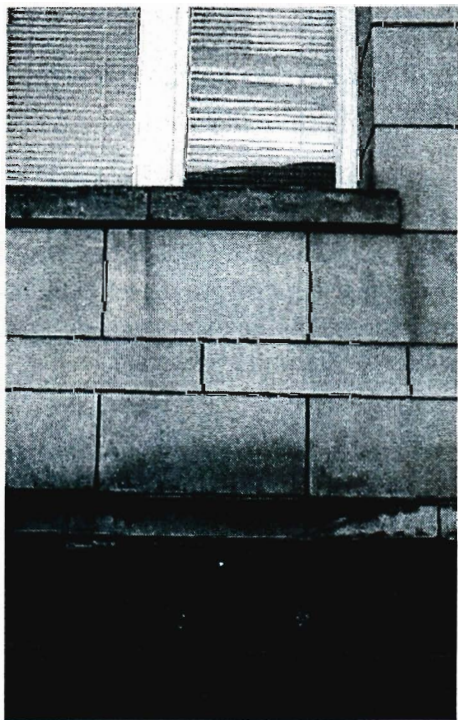


Fot. 1. Widok wykwitów solnych na powierzchni okładzin w Pałacyku Gościennym

Najczęstszym uszkodzeniem występującym na powierzchni wykładzin elewacyjnych kamiennych są wykwity solne. Występują one w większości tych obiektów, w których cokoły obłożone są okładzinami z piaskowców. Dotyczy to budynków zarówno zabytkowych jak i zrealizowanych w przeciągu kilku ostatnich lat. Tego typu uszkodzenia można zauważyć np. na cokołach Pałacu Branickich, Pałacyku Gościennym (ul. Kilińskiego), budynku Uniwersytetu w Białymstoku (Plac Uniwersytecki), budynku Narodowego Banku Polskiego. Widok niektórych z omawianych uszkodzeń przedstawiono na fotografiach nr 1, 2 i 3.



**Fot. 2.** Widok uszkodzeń okładzin znajdujących się poniżej kratki rewizyjnej – budynek Uniwersytetu w Białymstoku (Plac Uniwersytecki)



**Fot. 3.** Widok ciemnych plam na wykładzinach ściennych Narodowego Banku Polskiego (ul. Piękna)

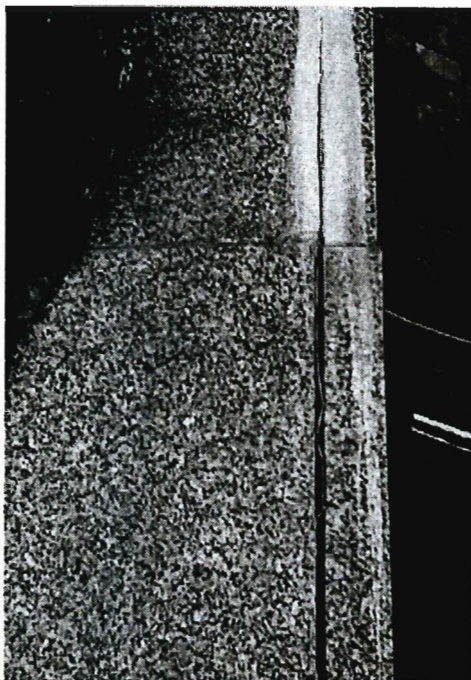
Występującym często rodzajem uszkodzeń, obserwowanym również na powierzchni elewacji, są białe osady – wykwity węglanowe. Szczególnie zauważalne są one na powierzchni tych obiektów, w których okładziny wykonano ze skał magmowych. Białe osady występują w miejscach złączeń płyt. Przykłady takiego

uszkodzenia są zauważalne na pomniku, na tablicy przy Kościele Farnym upamiętniającej Jubileusz 600 – lecia Diecezji Wileńskiej. Występują one w miejscach połączeń płyt – fotografia nr 5.

Szczególny rodzaj defektów występujących w elementach okładzinowych stanowią uszkodzenia mechaniczne i odkształcenia płyt. Widok jednego z typowych uszkodzeń, pęknięcia płyty okładzinowej, przedstawiono na fotografii nr 4 (Budynek Uniwersytetu w Białymstoku). Odkształcenia, wypaczenia płyt występują przeważnie w fasadach marmurowych. Uwidaczniają się one wyraźnymi odkształceniami w postaci wyginania się. W efekcie prowadzi to do pęknięć i odpadania płyt ze ścian budynku [4]. W Białymstoku problem ten praktycznie nie występuje z prozaicznej przyczyny; tylko kilka budynków ma, na niewielkiej powierzchni, zewnętrzne okładziny marmurowe.



**Fot. 4.** Pęknięta płyta okładzinowa nad oknem w budynku Uniwersytetu w Białymstoku (Plac Uniwersytecki)



**Fot. 5.** Smugi białego osadu wzdłuż złącza płyt – Kościół Farny

## **4. Analiza przyczyn powstałych uszkodzeń**

### **4.1. Wykwity solne na powierzchni wykładzin**

Do najgroźniejszych czynników niszczących materiały budowlane należą sole. Szkodliwe sole budowlane są substancjami krystalicznymi, łatwo rozpuszczalnymi w wodzie. Niektóre z nich, higroskopijne, do rozpuszczenia nie potrzebują wody ciekłej, wystarczy im natomiast odpowiednia wilgotność powietrza. Rozpuszczone sole mogą się przemieszczać wraz z wodą, a sole higroskopijne, mniej ruchliwe, tworzą w obiekcie lokalne zawilgocenia, widoczne jako ciemne wilgotne plamy. Sole do murów przenikają różnymi drogami. W obiektach starych, nieposiadających izolacji poziomej i pionowej, przyczyną zniszczeń solnych murów jest zwykle woda gruntowa przemieszczająca się w ich strukturze. Może ona rozpuszczać sole zawarte w materiałach muru lub dostarczać je z otoczenia (z gruntu, uszkodzonych przewodów kanalizacyjnych, a także sól stosowana do posypywania chodników, parkingów, itp.). Jeżeli stężenie roztworu soli przekroczy stan nasycenia (na przykład wskutek odparowania wody na powierzchni muru) nadmiar soli krystalizuje się. Krystalizujące sole wywierają ciśnienie na ścianki okładzin. Ciśnienie to, nazywane krystalizacyjnym, może – szczególnie w porach o małej średnicy – spowodować pęknięcie ich ścianek. Powtarzające się cykle krystalizacji i rozpuszczania powodują więc niszczenie makroskopowe materiału w obszarze, w którym zachodzą te zjawiska [5].

### **4.2. Białe osady (wykwity węglanowe) w połączeniach pomiędzy płytami marmowymi**

Są to sole lub kwasy węglowe. W artykule zostały one oddzielnie wyszczególnione, ponieważ przyczyny ich powstawania jak i wizualne objawy są nieco inne niż w przypadku soli opisanych powyżej. W zależności od składu, zaprawa lub beton zawierają mniej lub więcej części łatwo rozpuszczalnego w wodzie wodorowęglanu wapnia. Woda deszczowa zawierająca kwas węglowy przyspiesza dodatkowo przemianę z węglanu wapnia w wodorowęglan wapnia. W tej łatwo rozpuszczalnej formie roztwór soli przemieszcza się na zewnątrz do ściany muru. Gdy dotrze do powierzchni staje się ponownie trudno rozpuszczalnym węglanem wapnia. Jako białe trwałe osady pojawiają się z reguły w złączach pomiędzy płytami, pod spoinami wspornymi [10].

### **4.3. Odształcenia płyt okładzinowych**

Odształcenia okładzin marmurowych uwidaczniają się w postaci wyginania się jak również zmiany wymiarów (długości i szerokości). Problem ten w Polsce nie jest dostatecznie podnoszony, ponieważ marmuru w wykładzinach zewnętrznych w naszym kraju używa się kilkunastokrotnie mniej niż w krajach zachodnich. Koszty związane z renowacją okładzin marmurowych w Europie Zachodniej określa się na kilkadziesiąt milionów euro rocznie [4]. Przyczyny powstawania tych uszkodzeń nie są jednoznacznie określone. Najczęściej przyjmuje się, że podstawowymi czynnikami sprawczymi deformacji płyt są:

- wysoka amplituda temperatury w krótkim czasie, np. w okresie dobowym (dzień–noc),
- wiek eksploatacji okładzin,
- szybkość wydobywania bloków oraz sposób produkcji płyt. Związane to jest z powolnym odprężaniem się wydobytego surowca, zmianami parametrów fizycznych (wilgotność, gęstość itp.).

Autorzy artykułu ze względów technicznych ograniczyli się do omówienia podstawowych przyczyn uszkodzeń zewnętrznych okładzin kamiennych.

## **5. Sposoby zabezpieczeń okładzin przed uszkodzeniami**

### **5.1. Tradycyjne metody zabezpieczeń okładzin kamiennych**

Prace zabezpieczające mają istotne znaczenie dla ochrony i zachowania zabytków. Celem tych prac jest:

- usunięcie lub osłabienie czynników stanowiących zagrożenie dla elementów obiektu – okładzin elewacyjnych,
- zabezpieczenie lub uodpornienie okładzin kamiennych na działanie czynników niszczących.

Problem likwidacji, a raczej ograniczenia szkód solnych wymaga dokładnego ustalenia przyczyn zasolenia. Jeżeli woda i szkodliwe sole przedostają się z gruntów do murów wskutek brakującej lub źle działającej izolacji, to niezbędne jest przeprowadzenie modernizacji za pomocą odpowiedniego systemu [9].

Zawilgocenia okładzin spowodowane opadami deszczu (kwaśnego), wilgocią z mgieł, mżawek itp. mogą być bardzo skutecznie ograniczone poprzez stosowanie impregnacji okładzin kamiennych. Impregnacja polega na aplikacji preparatów do budulca, które mają pełnić określoną funkcję w głębi pomiędzy jego cząsteczkami.

Stosując impregnację, możemy przeprowadzić szereg zabiegów konserwatorskich:

- dezynfekcję (aplikacja substancji biologicznie czynnych) – jest to wstępny zabieg impregnacyjny stosowany w przypadkach, gdy kamień porastają glony, grzyby lub porosty.
- konsolidację strukturalną lub powierzchniową (wzmocnienie) budulca,
- laserunki (podbarwienie powierzchni kamienia),
- hydrofobizacja (ochrona przed infiltracją wody).

Impregnacja hydrofobowa jest aplikacją w podłoże czynnika zapobiegającego infiltracji wilgoci, której nadmiar jest główną przyczyną destrukcji kamienia. Mechanizm hydrofobizacji polega na pokrywaniu cząsteczek budulca trwałą mikroskopijną błoną zmieniającą cechy fizyczne materiału tak, że napięcia powierzchniowe pomiędzy cząstkami wody są większe niż pomiędzy wodą a podłożem. Efektem jest brak zdolności ssania kapilarnego i nienasiąkliwość zhydrofobizowanego materiału. Szereg preparatów ma charakter uniwersalny i jest kompilacją wielu substancji czynnych; w jednym cyklu aplikacyjnym mogą one jednocześnie wzmocnić, zhydrofobizować i stworzyć ochronę mikrobiologiczną podłoża.

W celu zmniejszenia uszkodzeń spowodowanych deformacją płyt marmurowych zaleca się stosować ich montaż na zaprawę z pozostawieniem odstępów między płytami. Przygotowywane są również zalecenia w sprawie długości sezonowania surowca marmurowego, szczególnie odmian określanych jako podatne na odkształcenia [4].

## **5.2. Współczesne metody montażu okładzin kamiennych – elewacje wentylowane**

We współczesnych systemach montażu okładzin przyjmuje się takie rozwiązania konstrukcyjne, które umożliwiają tworzenie tzw. elewacji wentylowanych. Elewacje wentylowane – stosowane zarówno w budynkach nowych jak i modernizowanych – umożliwiają zamocowanie izolacji termicznej na zewnątrz i sprawiają, że elewacja „oddycha”, odprowadzając ewentualną wodę opadową i kondensat. Izolacja jest hydrofobizowana z twardą powierzchnią, specjalna do elewacji wentylowanych. Należy pamiętać, że kontakt płyty kamiennej z izolacją może powodować biodegradację warstwy izolacyjnej i wykwit na kamieniu.

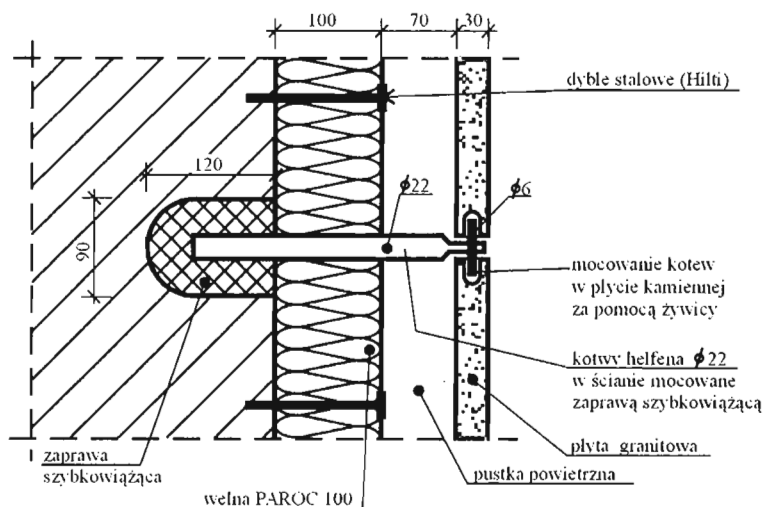
Według danych niemieckich pustka powietrzna powinna wynosić minimum 20 mm. Przy zastosowaniu tego typu mocowań nie występuje problem zasalania wykładzin wodami gruntowymi, a przy zastosowaniu odpowiedniej hydrofobizacji nie następuje również nawilgacanie z zewnątrz. Tak więc elewacje wentylowane są



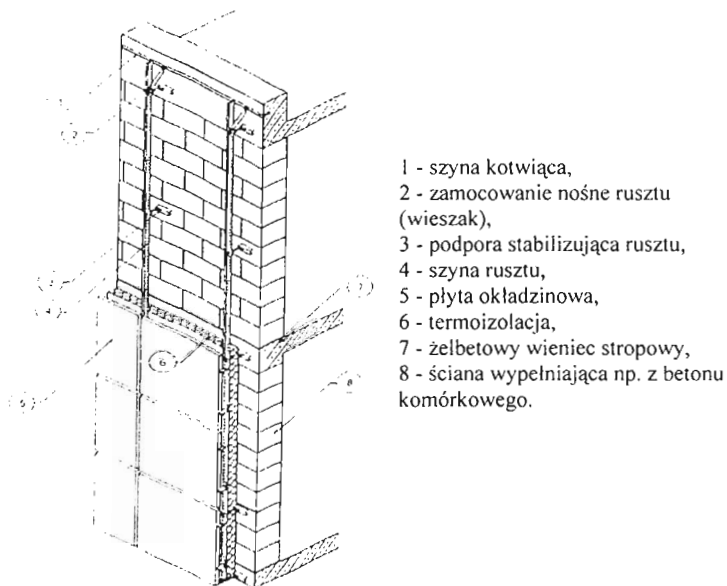
bardzo korzystnym rozwiązaniem z punktu widzenia zabezpieczenia okładzin kamiennych.

Stosowane są dwa sposoby mocowania elewacji kamiennych:

- Montaż bezpośredni – do wywierconych w podłożu nośnym otworów wprowadza się kotwy ze stali nierdzewnej i mocuje za pomocą zaprawy. Przykład takiego mocowania elewacji przedstawiono na rysunku 1.
- Montaż pośredni – Kotwy mocowane są do metalowego rusztu przytwierdzonego do konstrukcji budynku. Przykład mocowania płyt elewacyjnych według metody pośredniej przedstawiono na rysunku 2.



**Rys. 1.** Fragment konstrukcji elewacji wentylowanej. Mocowanie bezpośrednie



**Rys. 2.** Montaż płyt elewacyjnych na ruszcie. Mocowanie pośrednie

Elewacje z kamienia naturalnego stosowane coraz częściej na polskim rynku. Szeroka gama rodzimych skał – od granitu poprzez marmury i piaskowce, dająca duże możliwości w zakresie wyboru tekstur i kolorystyki, sprawia, że elewacje z kamieni naturalnych są coraz częściej stosowane na polskim rynku.

Przykładem zastosowania elewacji wentylowanej z płyt kamiennych jest elewacja hotelu Inter – Continental w Warszawie – Fot.6.



**Fot.6.** Widok realizacji robót elewacyjnych na części elewacji hotelu Inter-Continental w Warszawie

## Literatura

- [1] Byrdy A.: Kamienne okładziny elewacyjne. Świat Kamienia, Nr 1/2002
- [2] Byrdy A.: Montaż okładzin kamiennych na rusztach systemowych. Świat Kamienia, Nr 1/2003.
- [3] Czarniecki L., Broniewski T., Henning O.: Chemia w budownictwie. Arkady, Warszawa, 1994 r.
- [4] Góralczyk S.: Deformacje i uszkodzenia ściennych okładzin zewnętrznych z marmuru i wapienia. Świat Kamienia, Nr 3/2003.
- [5] Karaszkievicz P.: Sole budowlane – podstawowe własności. Renowacje, 2/1998.
- [6] Małecki Z.: Trwałość, korozja, renowacja (cz.1 ). Renowacje, 3/1999.
- [7] Martinek W., Szymański E.: Technologia – murarstwo i tynkarstwo. WSiP, Warszawa 1999 r.
- [8] Mączyński Z.: Poradnik budowlany dla architektów, Budownictwo i architektura, Warszawa, 1954 r.

- [9] Orłowski Z.: Wybrane problemy renowacji obiektów zabytkowych. Konferencja naukowo–techniczna. Budownictwo Sakralne’98. Białystok, 1998.
- [10] Pregernig H.: Sole. Świat Kamienia, Nr 3/2003.
- [11] Skoczylas, Żyromski M.: Symbolika kamienia w okresach transformacji. Świat Kamienia, nr 5/2003.
- [12] Tekielak A. M.: Biblioteka Jagiellońska. Renowacje, nr 5/1999
- [13] Telesiński K.: Impregnacja. Świat Kamienia, nr 5/2003.
- [14] Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne – Budynek w stanie surowym. IBB, Warszawa, 1946 r.
- [15] PN–72/B–06190: Okładzina kamienna, wymagania w zakresie wykonywania i badania przy odbiorze.
- [16] PN–B–11203: Elementy kamienne; płyty do okładzin pionowych zewn. i wewn.
- [17] Encyklopedyczny słownik techniczny, Warszawa, 1967.

## **THE STONE SLABS FACING IN HISTORICAL OBJECTS – THE REASONS AND WAYS OF PREVENTING DAMAGE**

**Summary:** In the paper there are considered some problems connected with the processes the external stone slabs facing undergo during their exploitation in historical buildings as well as in modern monumental buildings. On the basis of the examples of objects in Białystok the reasons of their damage and means of its prevention are presented. In the final part of the paper there are introduced contemporary methods of stone slabs facing assembling.

**Keywords:** stone slabs facing, renovation, conservation

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/04/02

Dorota Dworzańczyk

## **STRUKTURA I MIKROSTRUKTURA STREFY KONTAKTOWEJ: GRANULAT POLISTYRENOWY – MATRYCA CEMENTOWA**

**Streszczenie:** Celem pracy było wykonanie badań struktury i składu fazowego betonów lekkich, różniących się jakością powierzchni lekkiego wypełniacza oraz zbadanie składu fazowego zaczynów cementowych. Przy zastosowaniu analizy termicznej (DTG, DTA i TG) oznaczono wzajemne proporcje ilościowe składników w stwardniałym zaczynie cementowym, wyseparowanym z betonu.

**Słowa kluczowe:** beton lekki, stwardniały zaczyn cementowy, skład fazowy

### **1. Wprowadzenie**

W składzie fazowym zaczynu w betonie lekkim, dojrzewającym w warunkach normowych przez 28 dni, bez udziału czynników korozyjnych, powinny znajdować się relikty niewodnionego cementu i produkty jego hydratacji i hydrolizy. Literatura wyróżnia około 30 różnych faz jako potencjalnych składników zhydratyzowanego cementu [2,3]. W praktyce badawczej liczba składników zhydratyzowanego spoiwa ogranicza się zazwyczaj do kilkunastu. Składniki zaczynu cementowego, wyseparowanego z betonu można oznaczyć jakościowo, wykorzystując do tego celu analizę rentgenograficzną, natomiast wzajemne proporcje ilościowe składników można oznaczyć przy zastosowaniu analizy termicznej (DTG, DTA i TG) [1].

## 2. Cel badań

Autorzy pracy postawili sobie za cel przeprowadzenie badań nad strukturą i składem fazowym dwóch rodzajów betonu lekkiego w wieku 28 dni, różniących się jakością powierzchni lekkiego wypełniacza oraz zbadanie składu fazowego zaczynów cementowych w wieku 28 dni, wykonanych bez udziału i z udziałem włókna polipropylenowego, które zostało zastosowane w celu zminimalizowania rys skurczowych powstających podczas hydratacji cementu. Przy zastosowaniu analizy termicznej (DTG, DTA i TG) oznaczono wzajemne proporcje ilościowe składników w betonie i w zaczynie cementowym wyseparowanym z betonu. Tą metodą zazwyczaj oznacza się zawartość wody związanej w produktach hydratacji i hydrolizy cementu oraz ilość wodorotlenku i węglanu wapnia. Badaniom poddano w pierwszej kolejności materiały wyjściowe: cement CEM I 32,5; popiół lotny z węgla kamiennego, włókno polipropylenowe oraz kruszywo polistyrenowe o powierzchni żywiczo – popiołowej i czysty polistyren.

## 3. Omówienie wyników badań

W cemencie CEM I 32,5 stwierdzono obecność podstawowych składników: alitu, belitu, glinianu trójwapniowego, glikożelazianu czterowapniowego, gipsu, bassanitu i anhydrytu oraz małej ilości wodorotlenku i węglanu wapnia w postaci kalcytu. Według wyników analizy termicznej zawartość wodorotlenku wapnia wynosi 0,4%, a węglanu wapnia w postaci kalcytu 1,8%. W popiele lotnym z węgla kamiennego stwierdzono obecność kwarcu, mullitu oraz szkliwa i okruchów niespalonego węgla. Straty prażenia do 1000°C wynoszą w próbce 2,9%. W badaniach w skaningowym mikroskopie elektronowym stwierdzono, że popiół lotny składa się głównie z utworów kulistych o zróżnicowanej wielkości, większych agregatów ziaren o nieregularnych zarysach i resztek niespalonego węgla w postaci porowatych okruchów.

Włókno polipropylenowe jest bezbarwne, wykazuje dużą jednorodność szerokości i bardzo gładką powierzchnię.

Jako wypełniacza do styrobetonu użyto:

- a) granulatu polistyrenowego frakcji 4–8mm, barwy białej, łatwo poddającego się odkształceniu pod naciskiem palca
- b) granulatu polistyrenowego powierzchniowo wzmocnionego kompozycją żywiczo – popiołową, frakcji 4–8mm, barwy ciemnoszarej i niepoddającego się odkształceniu pod naciskiem palca.

Na podstawie wyników badań metodą analizy termicznej (DTA, DTG i TG) stwierdzono, że oba zaczyny cementowe nie różnią się pod względem jakościowym. Natomiast nieznacznie różnią się pod względem ilościowym. Porównawcze dane dotyczące zawartości wody związanej, wodorotlenku i węglanu wapnia zestawiono w tabeli 1. jako średnie z dwóch pomiarów.

Tabela 1

Porównanie gęstości pozornej i zawartości wybranych składników w zaczynach.

| Oznaczenie zaczynu | Straty suszenia w 50°C [%masy] | Zawartość składników w zaczynie [% masy] |                 |                 |      |                     |                   |
|--------------------|--------------------------------|------------------------------------------|-----------------|-----------------|------|---------------------|-------------------|
|                    |                                | Gęstość pozorna [g/cm <sup>3</sup> ]     | Woda związana   |                 |      | Ca(OH) <sub>2</sub> | CaCO <sub>3</sub> |
|                    |                                |                                          | H <sub>ZW</sub> | H <sub>CH</sub> | Σ    |                     |                   |
| M (z włóknem)      | 2,22                           | 1,99                                     | 20,5            | 3,8             | 24,3 | 15,8                | 6,1               |
| S (bez włókna)     | 2,27                           | 3,03                                     | 20,8            | 4,0             | 24,8 | 16,4                | 5,1               |

W zaczynach cementowych bez dodatku włókna polipropylenowego jest nieco więcej wody związanej w produktach hydratacji i hydrolizy oraz wodorotlenku wapnia i nieco mniej węglanu wapnia. Wyniki jakościowej analizy rentgenograficznej zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Jakościowy skład fazowy zaczynów cementowych

| Wybrane składniki zaczynu cementowego | Obecność (+) lub brak (-) wybranego składnika w zaczynach cementowych bez i z włóknem polipropylenowym: S i M |
|---------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Relikty klinkieru:</b>             |                                                                                                               |
| Alit                                  | +                                                                                                             |
| Belit                                 | +                                                                                                             |
| C <sub>3</sub> A                      | +                                                                                                             |
| C <sub>4</sub> AF                     | +                                                                                                             |
| <b>Uwodnione fazy cementu:</b>        |                                                                                                               |
| Ca(OH) <sub>2</sub>                   | +                                                                                                             |
| Ettringit                             | +                                                                                                             |
| Monosulfoglinian                      | -/+*                                                                                                          |
| C <sub>4</sub> ASH <sub>12</sub>      | -                                                                                                             |
| <b>Produkty karbonatyzacji:</b>       |                                                                                                               |
| Kalcyt                                | +                                                                                                             |

\* w zaczynie M nie stwierdzono obecności tego składnika

Na podstawie analizy rentgenograficznej w obu seriach próbek stwierdzono te same następujące fazy:

- relikty nieuwodnionego klinkieru cementowego w postaci alitu, belitu, glinianu trójwapniowego i glinożelazianu czterowapniowego,

- produkty uwodnienia cementu w postaci wodorotlenku wapnia, ettringitu, monosulfoglinianu i uwodnionych, heksagonalnych glinianów wapnia; jedynie w zaczynie zawierającym dodatek włókien polipropylenowych nie stwierdzono obecności monosulfoglinianu,
- produkty karbonatyzacji w postaci kalcytu.

Na podstawie badań makroskopowych styrobetonów stwierdzono, że oba styrobetony różnią się charakterem przełomu próbek po badaniu wytrzymałości na ściskanie. W styrobetonie O przełom przechodzi przez ziarna wypełniacza, a w styrobetonie N po granicy ziarna wypełniacza z zaczynem. W styrobetonie O widoczna jest bardzo cienka, poniżej 1mm grubości warstewka o ciemniejszym zabarwieniu niż otaczający zaczyn wokół granul wypełniacza. Wyniki badania wielkości i zawartości poszczególnych składników betonu na powierzchni makrozgładów styrobetonów O i N przedstawia tabela 3.

Tabela 3

Zestawienie zawartości i wielkości składników styrobetonów O i N.

| Cecha badana                                   | Styrobeton O | Styrobeton N |
|------------------------------------------------|--------------|--------------|
| 1. Zawartość składników w styrobetonie [%obj.] |              |              |
| 1.1. Jako wypełniacz – kruszywo styropianowe   | 49,3         | 64,8         |
| 1.2. Zaczyn cementowy                          | 46,1         | 29,2         |
| 1.3. Pory                                      | 4,6          | 6,0          |
| 2. Stosunek objętości zaczynu do wypełniacza   | 1:1,1        | 1:2,2        |
| 3. Wielkość składników styrobetonu [mm]        |              |              |
| 3.1. Średnice wypełniacza: max.                | 5,0          | 5,0          |
| min.                                           | 1,5          | 1,5          |
| śred.                                          | 3,3          | 4,0          |
| 3.2. Odległości zaczynu między wypełniaczem:   |              |              |
| max.                                           | 12,0         | 6,0          |
| min.                                           | 0,5          | 0,5          |
| śred.                                          | 3,2          | 2,3          |
| 3.3. Pory:                                     |              |              |
| max.                                           | 3,5          | 3,0          |
| min.                                           | 1,0          | 1,0          |
| śred.                                          | 2,0          | 1,8          |

Na podstawie wyników badań metodą analizy termicznej (DTG, DTA i TG) nad zaczynami wyseparowanymi ze styrobetonów O i N stwierdzono, że zaczyny te różnią się dość istotnie zawartością wodorotlenku wapnia. Porównawcze wyniki badań dotyczące zawartości wybranych składników w tych zaczynach zestawiono w tabeli 4. Wyniki te stanowią średnią z trzech pomiarów dla zaczynu wyseparowanego ze styrobetonu O i z dwóch pomiarów dla zaczynu ze styrobetonu N.



**Tabela 4**

Porównanie zawartości wybranych składników w zaczynach wyseparowanych ze styrobetonów O i N

| Oznaczenie                     | Zawartość wybranych składników [%masy, kg/m <sup>3</sup> ] |                    |                      |                     |                      |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------|--------------------|----------------------|---------------------|----------------------|
|                                | H <sub>ZW</sub>                                            | H <sub>CH</sub>    | Σ                    | Ca(OH) <sub>2</sub> | CaCO <sub>3</sub>    |
| Zaczyn wyseparowany z betonu O | <u>15,7</u><br>136,4                                       | <u>1,6</u><br>13,9 | <u>17,3</u><br>150,3 | <u>6,6</u><br>57,3  | <u>16,9</u><br>146,8 |
| Zaczyn wyseparowany z betonu N | <u>15,2</u><br>102,6                                       | <u>3,2</u><br>21,6 | <u>18,4</u><br>124,2 | <u>13,2</u><br>89,1 | <u>16,0</u><br>108,0 |

Wyniki jakościowej analizy rentgenograficznej zaczynów wyseparowanych ze styrobetonów O i N zestawiono w tabeli 5.

**Tabela 5**

Jakościowy skład fazowy zaczynów wyseparowanych ze styrobetonów O i N

| Lp. | Wybrane składniki zaczynu cementowego | Obecność (+) lub brak (-) wybranego składnika w zaczynach cementowych wyseparowanych ze styrobetonów |   |
|-----|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|
|     |                                       | O                                                                                                    | N |
|     | <b>Relikty klinkieru:</b>             |                                                                                                      |   |
| 1.  | Alit                                  | +                                                                                                    | + |
| 2.  | Belit                                 | +                                                                                                    | + |
| 3.  | C <sub>3</sub> A                      | +                                                                                                    | + |
| 4.  | C <sub>4</sub> AF                     | +                                                                                                    | + |
|     | <b>Uwodnione fazy cementu:</b>        |                                                                                                      |   |
| 5.  | Ca(OH) <sub>2</sub>                   | +                                                                                                    | + |
| 6.  | Ettringit                             | +                                                                                                    | + |
| 7.  | Monosulfoglinian                      | +                                                                                                    | + |
| 8.  | C <sub>4</sub> ASH <sub>12</sub>      | +                                                                                                    | + |
|     | <b>Produkty karbonatyzacji:</b>       |                                                                                                      |   |
| 9.  | Kalcyt                                | +                                                                                                    | + |
|     | <b>Składniki popiołu lotnego:</b>     |                                                                                                      |   |
| 10. | kwarc                                 | +                                                                                                    | - |
| 11. | mullit                                | +                                                                                                    | - |
| 12. | hercynit                              | +                                                                                                    | - |

Na podstawie analizy rentgenograficznej zaczynów wyseparowanych ze styrobetonów O i N stwierdzono występowanie w zaczynach następujących faz:

- relikty niewodnionego klinkieru cementowego w postaci alitu, belitu, glinianu trójwapieniowego i glinożelazianu czterowapieniowego,
- produkty uwodnienia cementu w postaci wodorotlenku wapnia, ettringitu, monosulfoglinianu wapnia i heksagonalnych glinianów wapnia,
- produkty karbonatyzacji w postaci kalcytu.

W zaczynie wyseparowanym z próbki styrobetonu O dodatkowo stwierdzono występowanie składników popiołu lotnego w postaci kwarcu, mullitu i hercynitu.

Na podstawie obserwacji w skaningowym mikroskopie elektronowym (SEM) obu próbek styrobetonu stwierdzono wyraźne zróżnicowanie w ich mikrostrukturach.

W próbce styrobetonu O wokół granul wypełniacza występuje wyraźna warstwa złożona ze składników popiołu lotnego oraz żywicy epoksydowej. Grubość tej warstwy zawiera się w granicach 100–500µm.; z tym że przeważa grubość warstwy wokół granul, wynosząca 400–500µm. Warstwa ta przylega dość ściśle do powierzchni granulki polistyrenowej, wyraźna jest jednak granica warstwa – powierzchnia granul, gdyż warstwa ta nie przenika w głąb polistyrenu. Zupełnie inaczej wygląda wzajemne połączenie warstwy od strony matrycy cementowej. Połączenie to jest bardzo ściśle i na styku warstwa – zaczyn nie obserwuje się żadnej przerwy. Mikrostruktura samego zaczynu w styrobetonie jest bardzo zwarta, widoczne są w nim relikty nieuwodnionego cementu oraz składniki popiołu lotnego w postaci utworów kulistych tkwiących w matrycy. Prawdopodobnie przy wykonywaniu mieszanki styrobetonowej część popiołu z warstw wokół granul wypełniacza została oderwana i przemieszczona do matrycy cementowej.

W matrycy cementowej stwierdzono także występowanie pojedynczych włókien polipropylenowych. Ich powierzchnie są stosunkowo gładkie, gdyż nie stwierdzono na nich występowania produktów hydratacji cementu.

W próbce styrobetonu N granulki polistyrenowe wypełniacza otacza matryca cementowa w inny sposób niż w próbce styrobetonu O. Między wypełniaczem a zaczynem zaobserwowano mikroszczeliny. Poszczególne powierzchnie granul wypełniacza w bardzo małym stopniu pokryte są produktami hydratacji cementu. W matrycy cementowej styrobetonu N, podobnie jak w próbce styrobetonu O, stwierdzono obecność włókien polipropylenowych, lecz jest ich znacznie więcej niż w próbce O.

Mikrostruktura w zaczynie styrobetonu N jest też bardziej zróżnicowana niż w styrobetonie O. Występują w niej wyraźne, heksagonalne tabliczki kryształów wodorotlenku wapnia, słupkowe kryształy ettringitu oraz bardzo drobne, uwodnione krzemiany wapnia typu C–S–H.

Na podstawie przeprowadzonych badań struktury i składu fazowego dwóch serii styrobetonu, różniących się jakością powierzchni granulatu styropianowego wytypowano w celach porównawczych następujące cechy diagnostyczne dla obu rodzajów styrobetonów:

- charakter przełomu próbek betonu po badaniu wytrzymałości na ściskanie,
- charakter warstwy kontaktowej wypełniacz – zaczyn,
- zawartość składników styrobetonu w jednostce objętości,
- wzajemny stosunek objętościowy zaczynu do wypełniacza w styrobetonie,
- odległości między granulami wypełniacza w styrobetonie,

- jakościowy skład fazowy zaczynu w styrobetonie,
- zawartość wybranych składników w zaczynie wyseparowanym ze styrobetonu, takich jak: woda związana w produktach uwodnienia cementu, wodorotlenek wapnia i węglan wapnia.

Porównawcze zestawienie ww. cech diagnostycznych badanych betonów zestawiono w tabeli 6.

**Tabela 6**

Porównawcze zestawienie wybranych cech diagnostycznych próbek betonów wykonanych z wypełniaczem o wzmocnionej powierzchni O i bez wzmocnienia N

| Cecha diagnostyczna                                                            | Wynik badania styrobetonów                                                                        |                                                                                      |
|--------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                | O                                                                                                 | N                                                                                    |
| Charakter przełomu próbek po badaniach wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach | przełom przechodzi przez ziarna wypełniacza, widoczna ciemniejsza otoczka na ziarnach wypełniacza | przełom przechodzi po granicach ziaren wypełniacza z zaczynem                        |
| Charakter warstwy kontaktowej wypełniacz – zaczyn                              | warstwa wzmocniona na powierzchni wypełniacza ściśle przylega do matrycy cementowej               | brak warstwy kontaktowej między wypełniaczem a matrycą, obserwuje się mikroszczeliny |
| Zawartość składników [%obj.]:                                                  |                                                                                                   |                                                                                      |
| – wypełniacz                                                                   | 49,3                                                                                              | 64,8                                                                                 |
| – zaczyn                                                                       | 46,1                                                                                              | 29,2                                                                                 |
| – pory                                                                         | 4,6                                                                                               | 6,0                                                                                  |
| Stosunek obj. zaczyn : wypełniacz                                              | 1:1,1                                                                                             | 1:2,2                                                                                |
| Odległości między ziarnami wypełniacza w betonie [mm]:                         |                                                                                                   |                                                                                      |
| – maksymalne                                                                   | 12,0                                                                                              | 6,0                                                                                  |
| – minimalne                                                                    | 0,5                                                                                               | 0,5                                                                                  |
| – średnie                                                                      | 3,2                                                                                               | 2,3                                                                                  |
| Gęstość pozorna [kg/m <sup>3</sup> ]                                           | 868,58                                                                                            | 674,75                                                                               |
| Wytrzymałość na ściskanie [MPa]<br>po dniach: 3<br>28                          | 5,11<br>6,50                                                                                      | 2,1<br>2,5                                                                           |
| Skład fazowy.<br>8.1. Jakościowy:                                              | relikty klinkieru, uwodnione fazy cementu, produkty karbonatyzacji, składniki popiołu lotnego     | relikty klinkieru, uwodnione fazy cementu, produkty karbonatyzacji                   |
| 8.2. Zawartość wybranych faz [kg/m <sup>3</sup> ]:                             |                                                                                                   |                                                                                      |
| – woda związana w produktach hydratacji                                        | 136,4                                                                                             | 102,6                                                                                |
| – wodorotlenek wapnia                                                          | 57,3                                                                                              | 89,1                                                                                 |
| – węglan wapnia                                                                | 146,8                                                                                             | 108,0                                                                                |

#### 4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań składu i struktury betonów lekkich na bazie powierzchniowo utwardzonego polistyrenu oraz zaczynów cementowych można wnioskować w odniesieniu do betonów, że wypełniacz z polistyrenu ze wzmocnioną warstwą powierzchniową w betonie wpływa istotnie zarówno na skład jak i na strukturę betonu w porównaniu, czego nie można powiedzieć o wypełniaczu bez takiego wzmocnienia. Efektem tego wpływu jest większa gęstość pozorna i wytrzymałość na ściskanie betonu wykonanego z tym wypełniaczem. W strukturze betonu, w którym użyto kruszywa ze wzmocnieniem powierzchniowym, stosunek objętościowy zaczynu do wypełniacza wynosi jak 1:1,1; w odróżnieniu od betonu z czystym polistyrenem, w którym ten stosunek wynosi jak 1:2,2. Przełom betonu ze wzmocnionym kruszywem przechodzi przez ziarno wypełniacza, a nie po granicy ziaren, jak ma to miejsce w betonie z wypełniaczem w postaci czystego styropianu. W betonie z kruszywem żywicznym – popiołowym kontakt między wypełniaczem a matrycą cementową jest ściśły [5].

W betonie z czystym polistyrenem na granicy matryca cementowa – wypełniacz obecne są mikroszczeliny. Średnie odległości między ziarnami wypełniacza ze wzmocnioną powierzchnią w betonie są prawie o 40% większe niż w betonie z wypełniaczem bez wzmocnienia. W jakościowym składzie fazowym betonu z wypełniaczem ze wzmocnioną powierzchnią stwierdzono obecność składników popiołu lotnego. Zawartość wody związanej w produktach hydratacji cementu ( $H_{zw}$ ), tzn. w uwodnionych krzemianach, glinosiarczanach i glinianach wapnia oraz ilość węgla wapnia jest ponad 30% większa w betonie z wypełniaczem o wzmocnionej powierzchni niż w betonie z wypełniaczem bez wzmocnienia. Natomiast zawartość wodorotlenku wapnia jest o ponad 35% mniejsza, co jest związane z zawartością niewielkich ilości utworów kulistych popiołu lotnego w zaczynie cementowym. W odniesieniu do zaczynów bez dodatku i z dodatkiem włókien polipropylenowych stwierdzono, że dodatek włókien bardzo nieznacznie wpływa na skład zaczynu. Zaczyny z dodatkiem włókien, w porównaniu z zaczynem bez włókien, charakteryzują się nieco mniejszą gęstością pozorną, nieco mniejszą zawartością wody związanej i wodorotlenku wapnia oraz nieco większą zawartością węgla wapnia.

## Literatura

1. Metodyka kompleksowych badań betonów lekkich, Wyd. ITB, Warszawa, 2000.
2. TAYLOR H. F. W.: *Cement Chemistry*. Academic Press, Wlk. Brytania, 1990.
3. KURDOWSKI W.: *Chemia cementu*. PWN, Warszawa, 1991.
4. Joint Committee on Powder Diffraction Standards. USA, 1977.
5. DWORZAŃCZYK D.: Wpływ powierzchniowo wzmocnionego granulatu polistyrenowego na wybrane właściwości betonów lekkich. Praca doktorska. Politechnika Białostocka 1997.

### **STRUCTURE AND MICROSTRUCTURE OF CONTACT ZONE: POLYSTYRENE GRANULES – CEMENT MATRIX**

**Summary:** The paper presents examinations of structure and phase composition of light-weight concretes with spherically hardened polystyrene granules as an aggregate. The aggregate has been developed in Białystok University of Technology. Thermal analysis (dtg, dta and tg) was applied in order to determine quantity proportions between components of concrete. Quality of components was determined using x-ray analysis. Sizes of components of light-weight concrete were determined using scanning electron microscope.

**Key words:** light-weight concrete, hardened polystyrene granules

Badania wykonano w ramach pracy o nr S/IIB/1/2002 finansowanej ze środków KBN.



Urszula Głowacka<sup>1</sup>, Grzegorz Wieczorek<sup>2</sup>

## WPŁYW RODZAJU CEMENTU I ZAWARTOŚCI CHLORKÓW W STWARDNIAŁYM ZACZYNIU CEMENTOWYM NA STOSUNEK $[Cl^-]/[OH^-]$ W CIECZY POROWEJ

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wpływ rodzaju cementu i zawartości chlorków w stwardniałym zaczynie cementowym na stosunek stężenia molowego jonów  $[Cl^-]/[OH^-]$  w cieczy porowej. W tym celu określono zawartość jonów  $Cl^-$ ,  $OH^-$  oraz  $CO_3^{2-}$  w roztworach odwzorowujących ciecz występującą w porach stwardniałych zaczynów cementowych. Do zateżnienia cieczy porowej zastosowano metodę ekstrakcji próżniowej. Określono agresywność korozyjną tej cieczy w stosunku do stali zbrojeniowej.

**Słowa kluczowe:** korozja, ciecz porowa, ekstrakcja próżniowa

### 1. Wprowadzenie

W wyniku hydrolizy i hydratacji minerałów cementowych spoiwo przekształca się w stwardniały zaczyn cementowy. Szybkość tych procesów jest zależna od: rozdrobnienia cementu, stosunku woda/cement (w/c), temperatury oraz składu chemicznego i mineralnego. Omawiając mikrostrukturę [1,2] stwardniałego zaczynu cementowego, możemy ograniczyć się do stwierdzenia, że mamy na myśli stan tego zaczynu po wyraźnym zwolnieniu reakcji hydrolizy i hydratacji, a więc wtedy, gdy struktura zaczynu jest już prawie ukształtowana i nie ulega wyraźnym zmianom.

Objętość wody i cementu przed hydratacją jest większa od objętości żelu cementowego, niezhydratyzowanego cementu i wody po upływie dowolnego czasu,

---

<sup>1</sup> Politechnika Białostocka, Katedra Chemii

<sup>2</sup> Politechnika Białostocka, Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji

np. 28 dni od zarobienia cementu wodą. W wyniku kontrakcji objętości żel cementowy wypełnia tylko część przestrzeni, która jest do jego dyspozycji. Wolne przestrzenie noszą nazwę porów kontrakcyjnych. Sam żel jest materiałem porowatym i zawiera około 28% mikroporów wypełnionych wodą o zupełnie innych właściwościach fizykochemicznych z uwagi na rozmiary porów żelowych ( $r < 2$  nm). Woda żelowa, inaczej woda nieodparowywalna jest równie trudna do usunięcia jak woda związana chemicznie. Nawet przy znacznym ciśnieniu migracja tej wody nie występuje. Według prac [1,2] pogłębione stadium budowy zaczynu cementowego i jego wpływu na właściwości fizyczne zawdzięczamy Powersowi.

Rozważając zjawiska związane z obecnością i przemieszczaniem się wody w stwardniałym zaczynie cementowym, ze względu na średnicę, pory możemy podzielić na trzy zasadnicze grupy: mikropory, mezopory, makropory.

Przedmiotem szczególnego zainteresowania jest woda zawarta w mezoporach oraz makroporach i była ona poddana badaniom, które miały na celu sprawdzenie w niej stosunku jonów  $[Cl^-]/[OH^-]$  w zależności od rodzaju cementu i zawartości chlorków.

Woda znajdująca się w porach betonu stwardniałego, który styka się z powietrzem, może występować w postaci pary wodnej, cienkiej warstewki cząsteczek wody na powierzchni porów oraz jako ciecz wypełniająca kapilary [2-8].

Ciecz w porach betonu znajduje się w stanie zbliżonym do równowagi z uwodnionymi fazami zaczynu cementowego i zmiany jej składu wpływają na trwałość tych związków oraz tworzenie się nowych połączeń. Równocześnie ciecz porowa absorbuje gazy będące bezwodnikami kwasów, co prowadzi do przyspieszenia procesów zubożenia otuliny zbrojenia i korozji. Faza ciekła odgrywa także znaczną rolę w dyfuzji jonów do wnętrza betonu i dyfuzji jonów z wnętrza betonu do otaczającego beton środowiska, wywołującej różnego rodzaju zmiany korozyjne.

Faza ciekła w porach betonu jest roztworem elektrolitów w stosunku do stali zbrojeniowej i zapewnia występowanie stanu pasywnego. Ponadto może również wpływać na zmianę tego stanu i rozwój korozji. Zmiany w składzie chemicznym fazy ciekłej wpływają na trwałość i budowę warstewek pasywnych.

Badanie składu chemicznego fazy ciekłej i umiejętność jej uzyskiwania sprawia, że możliwe staje się śledzenie wpływu poszczególnych domieszek chemicznych i dodatków mineralnych na właściwości cieczy porowej i jej agresywność korozyjną w odniesieniu do zbrojenia, kruszywa, a także wnioskowanie o korozyjnym wpływie środowiska zewnętrznego na beton oraz zbrojenie. Znane są różne metody odwzorowania cieczy wypełniającej pory stwardniałych zaczynów ce-



mentowych, zapraw i betonów [4,6]. Metodę wyciskania fazy ciekłej z próbek zaczynów i zapraw, przy pomocy specjalnego urządzenia, zapoczątkował Lonquet. Kolejnym sposobem odwzorowania cieczy z porów jest metoda ekstrakcji cieczy porowej, która polega ona na specjalnym preparowaniu wyciągów wodnych ze zmielonych stwardniałych zaczynów, zapraw i betonów.

Od lat sześćdziesiątych Babuszkin i Mokrycka stosowali do badań elektrochemicznych, związanych z pasywacją stali zbrojeniowej, suspensje o różnym stosunku wodno-cementowym, rozdzielali je przez zwykłe filtrowanie. W ostatnich latach próbuje się stosować kombinowane metody odwzorowania cieczy z porów. W pracy do odwzorowania cieczy porowej wykorzystano metodę ekstrakcji próżniowej [4].

### **1.1. Wpływ rodzaju cementu na stężenie jonów chlorkowych w cieczy porowej [1-3]**

Wpływ zawartości  $C_3A$  ( $3CaO \cdot Al_2O_3$ ) i  $C_4AF$  ( $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ ) w cemencie sprowadza się głównie do tego, że im wyższa jest zawartość faz glinianowych w klinkierze cementu, tym większa ilość  $CaCl_2$  w krótszym czasie zostaje związana w słabo rozpuszczalne sole. Prowadzi to do szybkiego spadku aktywności jonów chlorkowych w fazie ciekłej. Wzrost zawartości gipsu w cemencie powoduje podczas hydratacji zużywanie większych ilości glinianów na tworzenie soli, przez co zmniejsza się ilość glinianów mogących tworzyć z  $CaCl_2$  sole trudno rozpuszczalne.

Inne dodatki do cementu mogą wpływać na zmianę składu cieczy w porach, a tym samym na aktywność jonów chlorkowych w tej cieczy. Warunki wytwarzania i dojrzewania betonu wywierają określony wpływ na kinetykę hydratacji cementu. W przypadku dodatku do zarobu chlorku wapnia zmiany aktywności jonów chlorkowych w cieczy porowej mogą być różne dla różnych konstrukcji (zmiany w czasie). Wpływ wilgotności betonu na aktywność jonów chlorkowych w cieczy porowej jest związany z równowagami: faza stała – faza ciekła we wnętrzu betonu oraz z efektami wysalania.

Obecność chlorków w zaczynach wynika albo z celowego ich wprowadzania do zarobu jako domieszek (przyśpieszających wiązanie cementu, zwiększających wytrzymałość początkową), mogą być wprowadzone z wodą zarobową lub wypełniaczem bądź też ich obecność jest wynikiem dyfuzji z otaczającego konstrukcję środowiska (np. atmosfera morska oraz posypywanie ulic mieszaniną soli, którymi są najczęściej chlorki magnezu i sodu).

## 2. Część doświadczalna

Roztwory odwzorowujące ciecz porową zostały poddane analizie chemicznej. Skład chemiczny cieczy porowej zależy od składu chemicznego i mineralnego spoiwa oraz domieszek chemicznych. Dlatego, aby możliwe było sprawdzenie wpływu rodzaju cementu i zawartości chlorków na stosunek jonów  $[Cl^-]/[OH^-]$ , do badań zastosowano wytypowane materiały:

- cement portlandzki CEM I 42,5 MSR NA Rejowiec,
- cement portlandzki CEM I 42,5 R Małogoszcz,
- cement hutniczy CEM III/A 32,5 NA Rejowiec,
- cement hutniczy CEM III/A 32,5 R Małogoszcz,
- $CaCl_2 \cdot 6 H_2O$  (6-hydrat chlorku wapnia),

Tablica 1

Przybliżony skład chemiczny i mineralny cementów rodzaju CEM I

| Składniki                      | [%] zawartość składników |                  |
|--------------------------------|--------------------------|------------------|
|                                | CEM I Rejowiec           | CEM I Małogoszcz |
| Strata prażenia                | 1,11                     | 2,75             |
| Części nierozpuszczalne        | 0,51                     | 0,16             |
| CaO                            | 64,70                    | 65,47            |
| SiO <sub>2</sub>               | 21,45                    | 21,67            |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 4,47                     | 5,43             |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 3,42                     | 2,71             |
| SO <sub>3</sub>                | 2,66                     | 0,91             |
| MgO                            | 1,05                     | 1,46             |
| Na <sub>2</sub> O              | 0,56                     | 0,28             |
| C <sub>3</sub> S               | 57,05                    | 60,95            |
| C <sub>2</sub> S               | 18,44                    | 20,10            |
| C <sub>3</sub> A               | 6,06                     | 9,80             |
| C <sub>4</sub> AF              | 10,39                    | 8,25             |

**Tablica 2**

Przybliżony skład chemiczny cementów rodzaju CEM III

| Składniki               | [%] zawartość składników |                    |
|-------------------------|--------------------------|--------------------|
|                         | CEM III Rejowiec         | CEM III Małogoszcz |
| Strata prażenia         | 1,21                     | 2,35               |
| Części nierozpuszczalne | 1,08                     | 0,35               |
| SO <sub>3</sub>         | 2,92                     | 2,71               |
| Cl <sup>-</sup>         | 0,022                    | 0,023              |

## 2.1. Przygotowanie roztworów modelowych [4]

Zaczyny przygotowano w następujący sposób: do odważonej masy cementu dodawano CaCl<sub>2</sub> · 6 H<sub>2</sub>O w określonej ilości i wodę w ilości w/c = 0,30. Wykonany zaczyn sezonowano przez 90 dni. Próbkę przechowano w pomieszczeniu laboratoryjnym w temperaturze 20±2°C i wilgotności względnej 50+65%.

Po okresie sezonowania, badany materiał rozdrobniono. Próbkę mielono w młynie kulowym i przesiewano przez sito o średnicy oczek 0,2 mm. Przesiew zalewano wodą destylowaną w stosunku 1:1 i wstrząsano. Czynność tę powtarzano kilkakrotnie. Zalany przesiew pozostawiono na około 24 godziny, po czym odsączono fazę ciekłą, wykorzystując zestaw do odsączania próżniowego. Przesącz przechowywano w zamkniętych butelkach polietylenowych z dodatkiem fazy stałej w ilości 5 g.

Otrzymany przesącz zatężano próżniowo w temperaturze 25+30°C, zatężanie prowadzono do 3-krotnego zmniejszenia objętości w obecności niewielkiej ilości fazy stałej, z której dany wyciąg uzyskano.

## 2.2. Analiza chemiczna

Roztwory odwzorowujące ciecz porową betonu poddano analizie chemicznej, oznaczając w nich stężenia jonów OH<sup>-</sup>, Cl<sup>-</sup> oraz CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>. Badania wykonano dla stwardniałych zaczynów cementowych (cztery rodzaje cementu) z domieszką: 0,4% Cl<sup>-</sup> (CaCl<sub>2</sub>), 0,8% Cl<sup>-</sup> (CaCl<sub>2</sub>), 1,2% Cl<sup>-</sup> (CaCl<sub>2</sub>). Zawartości domieszek są wyrażone procentach masowych w stosunku do masy cementu.

Badania wykonywano na wyciągach wodnych uzyskanych przez ługowanie wodą zmielonych stwardniałych próbek zaczynów, zapraw lub betonów. W przypadku badania wpływu dodatków i domieszek do zapraw i betonów wykonywano

zaczyn (ok. 3 kg cementu, w/c = 0,3), z którego po zmieleniu wykonywano roztwór o stosunku fazy stałej do fazy ciekłej  $f_s / f_c = 3:1$ .

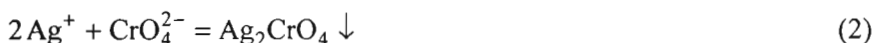
W otrzymanych roztworach wykonywano oznaczenia (miareczkowania) aż do uzyskania 2 zgodnych wyników, tzn. różniących się nie więcej niż 0,2% przy oznaczaniu chlorków i 0,5% przy oznaczaniu wodorotlenku i węgla sodowego.

### 2.3. Oznaczanie chlorków metodą Mohra [9]

Metoda Mohra polega na bezpośrednim miareczkowaniu obojętnego roztworu zawierającego jony chlorkowe mianowanym roztworem azotanu(V) srebra(I) w obecności chromianu(VI) potasu. Azotan(V) srebra(I) strąca trudno rozpuszczalny osad chlorku srebra(I):



Następnie, zaczyna wytrącać się brunatnoczerwony osad chromianu(VI) srebra(I), który wskazuje na koniec miareczkowania. Sposobem Mohra można miareczkować roztwory chlorków o pH 6,5 +10,5.



Chromian(VI) srebra(I), rozpuszcza się w roztworze kwaśnym. W środowisku alkalicznym (pH > 10,5) chromian(VI) srebra(I) przechodzi w trudno rozpuszczalny tlenek  $\text{Ag}_2\text{O}$ .

Sposób wykonania oznaczenia:

Do badania pobierano 5 lub 10  $\text{cm}^3$  wyciągu, dodano 3 krople roztworu tymoloftaleiny i, jeżeli było to konieczne, roztwór zakwaszono 5% kwasem octowym do odbarwienia się wskaźnika. Następnie badany roztwór rozcieńczano do ok. 100  $\text{cm}^3$  wodą. Po wymieszaniu dodawano 1  $\text{cm}^3$  5% roztworu chromianu potasu i miareczkowano roztworem  $\text{AgNO}_3$  o stężeniu 0,1  $\text{mola/dm}^3$ , cały czas dobrze mieszając, do wytrącenia osadu o brunatnym trwałym zabarwieniu. W celu dokładnego uchwycenia PK (punktu końcowego) miareczkowania, miareczkowano wobec odnośnika. Miareczkowanie powtarzano aż do uzyskania 2 zgodnych wyników, tzn. różniących się nie więcej niż 0,2%.

**Wpływ stężenia jonów chlorkowych oznaczonych w cieczy porowej na zagrożenie korozyjne stali zbrojeniowej:**

$[\text{Cl}^-] < 0,04 \text{ mol/dm}^3$  - nie ma zagrożenia korozyjnego stali zbrojeniowej,

$0,04 \text{ mol/dm}^3 < [\text{Cl}^-] < 0,1 \text{ mol/dm}^3$  - wartość stężenia, przy którym może być inicjowana korozja. W tym przypadku konieczne jest oznaczenie stężenia jonów hydroksylowych  $\text{OH}^-$ .

$[\text{Cl}^-] > 0,1 \text{ mol/dm}^3$  - zagrożenie korozyjne stali zbrojeniowej.

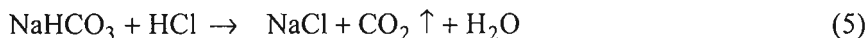
#### 2.4. Oznaczenie NaOH i $\text{Na}_2\text{CO}_3$ metodą Wardera [9]

W tej metodzie oznaczania obok siebie wodorotlenku i węglanu sodowego wykorzystywane są dwa wskaźniki pH, których zakres zmiany barwy wypada przy różnych wartościach pH. W pierwszej kolejności miareczkuje się roztwór badany kwasem wobec fenoloftaleiny do odbarwienia się roztworu. Przy tej fazie miareczkowania oznacza się całą ilość wodorotlenku i połowę węglanów



Gdy cały węgiel przejdzie w wodorowęgiel, wtedy pH roztworu wynosi około 8,3 (przy takim właśnie pH odbarwia się fenoloftaleina)

Następnie dodajemy do badanego roztworu oranżu metylowego i miareczkujemy kwasem do pierwszej zmiany barwy wskaźnika. Zachodzącą reakcję podczas tego etapu miareczkowania można zapisać:



Jeżeli na pierwsze miareczkowanie zużywa się  $a \text{ cm}^3$  kwasu, a na drugie  $b \text{ cm}^3$ , to zawartości  $\text{CO}_3^{2-}$  odpowiada  $2b \text{ cm}^3$ , a zawartość  $\text{OH}^-$  odpowiada  $(a - b) \text{ cm}^3$  kwasu zużytego do miareczkowania.

Sposób wykonania oznaczenia:

Do badania pobieramy  $10 \text{ cm}^3$  badanego roztworu do kolby stożkowej na  $250 \text{ cm}^3$ , rozcieńczamy wodą do  $100 \text{ cm}^3$  i oziębiamy w wodzie z lodem, dodajemy 3 - 4 krople 0,5% roztworu fenoloftaleiny i miareczkujemy  $0,1 \text{ mol/dm}^3$  HCl do odbarwienia się roztworu, ilość zużytego kwasu  $a \text{ cm}^3$ . Następnie dodajemy 1-2 kropli 0,1% roztworu oranżu metylowego i w dalszym ciągu miareczkujemy  $0,1 \text{ mol/dm}^3$  HCl do pierwszej zmiany barwy roztworu (z żółtej na pomarańczową), ilość zużytego kwasu  $b \text{ cm}^3$ . Miareczkowanie powtarzamy aż do uzyskania dwóch zgodnych wyników, tzn. różniących się nie więcej niż 0,5%. Wyniki badań przedstawia się

jako stężenie ( $\text{mol/dm}^3$ ) anionów w cieczy wypełniającej pory zaczynów, zapraw i betonów.

W przypadku, gdy:

$a > b \rightarrow \text{pH}$  cieczy porowej  $> 10$  - brak zagrożenia korozyjnego stali zbrojeniowej,  
 $b > a \rightarrow \text{pH}$  cieczy porowej  $< 8,3$  - występuje potencjalne zagrożenie korozji stali zbrojeniowej.

### 3. Wyniki badań

Celem pracy było sprawdzenie jak rodzaj cementu i zawartość chlorków w stwardniałym zaczynie cementowym wpływa na stosunek jonów  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  w cieczy porowej. W tym celu określono zawartość jonów  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{OH}^-$  oraz  $\text{CO}_3^{2-}$  w roztworach odwzorowujących ciecz występującą w porach stwardniałych zaczynów cementowych. Zastosowanie metody ekstrakcji próżniowej cieczy porowej pozwoliło na przeprowadzenie badań chemicznych agresywności korozyjnej tej cieczy w stosunku do stali zbrojeniowej.

**Tablica 3**

Skład chemiczny roztworów modelowych odwzorowujących ciecz w porach stwardniałych zaczynów cementowych przy stosunku  $f_s / f_c = 1$  (temperatura  $22 \pm 2^\circ\text{C}$ )

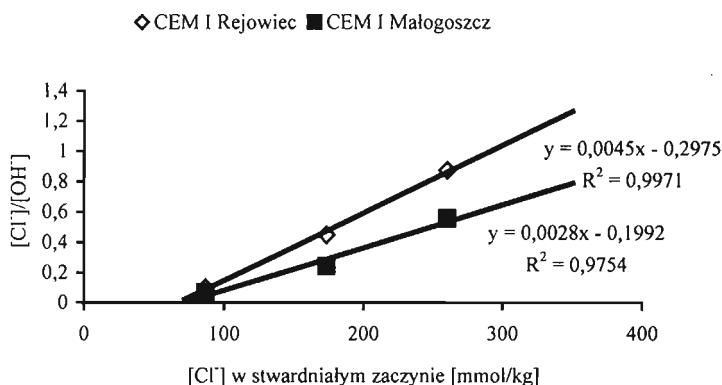
| Cement                | $f_s / f_c$ | $\text{Cl}^-$ [%] | $\text{Cl}^-$ w stw. zacz. [mmol/kg] | Stężenie jonów w roztworach modelowych [mmol/dm <sup>3</sup> ] |               |                    |                               |
|-----------------------|-------------|-------------------|--------------------------------------|----------------------------------------------------------------|---------------|--------------------|-------------------------------|
|                       |             |                   |                                      | $\text{Cl}^-$                                                  | $\text{OH}^-$ | $\text{CO}_3^{2-}$ | $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ |
| CEM I<br>Rejowiec     | 1           | -                 | -                                    | -                                                              | 136,80        | 3,50               | -                             |
|                       |             | 0,4               | 86,7                                 | 12,20                                                          | 121,20        | 3,70               | 0,10                          |
|                       |             | 0,8               | 173,4                                | 44,30                                                          | 98,30         | 3,40               | 0,45                          |
|                       |             | 1,2               | 260,3                                | 70,00                                                          | 80,10         | 4,40               | 0,87                          |
| CEM I<br>Małogoszcz   | 1           | -                 | -                                    | -                                                              | 174,20        | 3,80               | -                             |
|                       |             | 0,4               | 86,7                                 | 11,00                                                          | 162,60        | 4,40               | 0,07                          |
|                       |             | 0,8               | 173,4                                | 36,30                                                          | 148,40        | 4,00               | 0,24                          |
|                       |             | 1,2               | 260,3                                | 72,00                                                          | 129,30        | 4,10               | 0,56                          |
| CEM III<br>Rejowiec   | 1           | -                 | -                                    | -                                                              | 113,20        | 2,30               | -                             |
|                       |             | 0,4               | 86,7                                 | 25,70                                                          | 86,00         | 3,70               | 0,30                          |
|                       |             | 0,8               | 173,4                                | 62,70                                                          | 67,70         | 4,20               | 0,93                          |
|                       |             | 1,2               | 260,3                                | 99,30                                                          | 52,20         | 4,50               | 1,90                          |
| CEM III<br>Małogoszcz | 1           | -                 | -                                    | -                                                              | 158,40        | 2,10               | -                             |
|                       |             | 0,4               | 86,7                                 | 8,30                                                           | 145,20        | 3,60               | 0,06                          |
|                       |             | 0,8               | 173,4                                | 42,30                                                          | 126,20        | 3,30               | 0,33                          |
|                       |             | 1,2               | 260,3                                | 73,00                                                          | 107,50        | 2,10               | 0,68                          |

**Tablica 4**

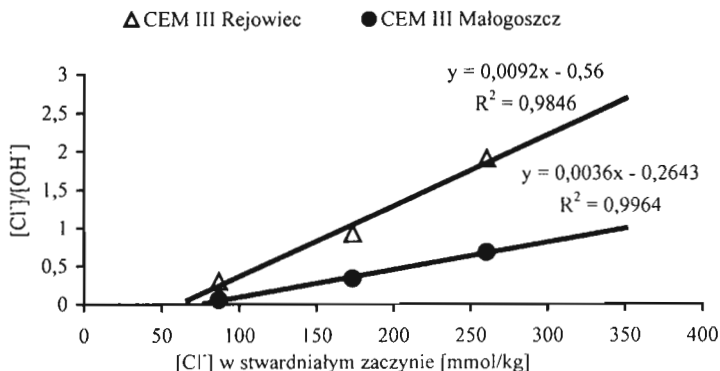
Skład chemiczny roztworów modelowych odwzorowujących ciecz z porów stwardniałych zaczynów cementowych przy stosunku  $f_s / f_c = 3$  (temperatura  $22 \pm 2^\circ\text{C}$ )

| Cement           | $f_s / f_c$ | Cl <sup>-</sup> [%] | Cl <sup>-</sup> w stw. zacz. [mmol/kg] | Stężenie jonów w roztworach modelowych [mmol/dm <sup>3</sup> ] |                 |                               |                                       |
|------------------|-------------|---------------------|----------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-----------------|-------------------------------|---------------------------------------|
|                  |             |                     |                                        | Cl <sup>-</sup>                                                | OH <sup>-</sup> | CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> | [Cl <sup>-</sup> ]/[OH <sup>-</sup> ] |
| CEM I Rejowiec   | 3           | 0,4                 | 86,7                                   | 35,53                                                          | 297,80          | 3,70                          | 0,12                                  |
|                  |             | 0,8                 | 173,4                                  | 125,55                                                         | 235,42          | 13,66                         | 0,53                                  |
|                  |             | 1,2                 | 260,3                                  | 207,74                                                         | 197,43          | 4,40                          | 1,05                                  |
| CEM I Małogoszcz | 3           | 0,4                 | 86,7                                   | 39,00                                                          | 445,80          | 4,40                          | 0,09                                  |
|                  |             | 0,8                 | 173,4                                  | 112,77                                                         | 414,33          | 13,86                         | 0,27                                  |
|                  |             | 1,2                 | 260,3                                  | 217,48                                                         | 381,01          | 10,89                         | 0,57                                  |

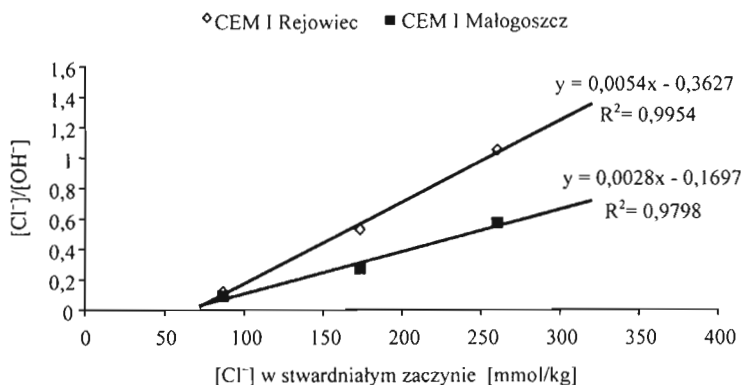
Stwardniałe zaczyny cementowe zawierające chlorki znajdują się w równowadze z cieczą porową, której agresywność względem zbrojenia zależy od zawartości alkaliów i glinianu trójwapniowego w cemencie portlandzkim. Tablica 3 przedstawia skład chemiczny roztworów modelowych odwzorowujących ciecz porową przy stosunku  $f_s / f_c = 1$ . Wynika z niej, że przy tej samej zawartości chlorków w stosunku do masy cementu zawartość chlorków w cieczy porowej jest mniejsza w cementach z Małogoszczy. Dzieje się tak dlatego, że zawierają one więcej glinianu triwapniowego, w którego obecności chlorki ulegają związaniu w tzw. sól Friedla.



**Rys. 1.** Zestawienie wartości stosunku stężenia jonów w funkcji zawartości jonów chlorkowych związanych w stwardniałym zaczynie. Cementy rodzaju CEM I przy stosunku  $f_s/f_c = 1$



**Rys. 2.** Zestawienie wartości stosunku stężenia jonów w funkcji zawartości jonów chlorkowych związanych w stwardniałych zaczynach. Cementy rodzaju CEM III



**Rys. 3.** Zestawienie wartości stosunku stężenia jonów w funkcji zawartości jonów chlorkowych związanych w stwardniałych zaczynach. Cementy rodzaju CEM I przy stosunku  $f_s/f_c = 3$

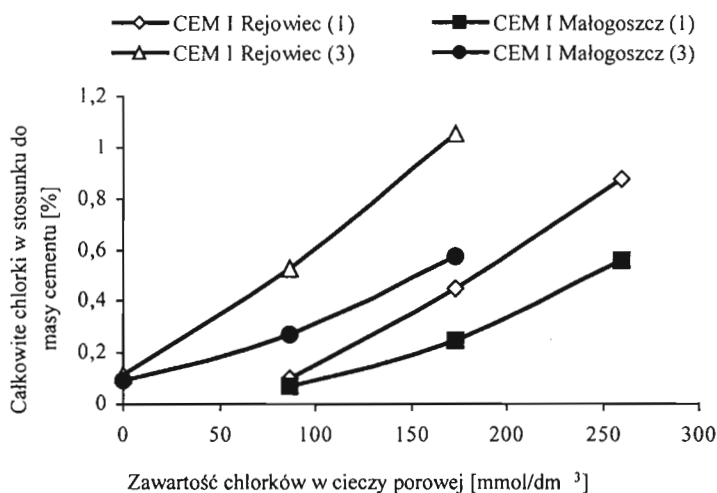
Wykresy na rysunkach 1, 2, 3 przedstawiają wartości stosunków stężenia jonów w funkcji zawartości jonów chlorkowych związanych w stwardniałych zaczynach. Wynika z nich, że wraz ze wzrostem zawartości chlorków w stosunku do masy cementu następuje wzrost stosunku jonów chlorkowych do wodorotlenowych w cieczy porowej.

Porównując wykresy 1 i 2 można zauważyć, że w badanych cementach hutniczych stosunek jonów  $[Cl^-]/[OH^-]$  jest większy niż w badanych cementach port-



landzkich. Uzasadnić można to tym, że zaczyny z cementów portlandzkich mają zdolność wiązania większej ilości chlorków niż zaczyny z cementów hutniczych. To z kolei wynika z różnej zawartości fazy  $C_3A$ , która jest jednym z głównych składników klinkieru. Cementy portlandzkie zawierają 95+100% klinkieru, natomiast cementy hutnicze około trzy razy mniej.

Patrząc na tablice 3 i 4 przedstawiające skład chemiczny roztworów modelowych oraz stosunki jonów  $[Cl^-]/[OH^-]$  można zauważyć, że wzrost stosunku  $f_s/f_c$  z 1 do 3 wywołuje wzrost stężenia jonów  $Cl^-$ ,  $OH^-$ ,  $CO_3^{2-}$  w cieczy porowej. Trzykrotne zatężenie roztworu powinno teoretycznie spowodować trzykrotne zwiększenie stężenia jonów. Jednak w praktyce tak nie jest i zjawisko to nie jest bliżej poznane.



**Rys. 4.** Zależność między stężeniem procentowym jonów chlorkowych w cemencie a stężeniem molowym jonów chlorkowych w cieczy porowej.

Wykres na rysunku 4 przedstawia zależność między stężeniem procentowym jonów chlorkowych w cemencie a stężeniem molowym jonów chlorkowych w cieczy porowej dla badanych cementów przy różnym stosunku  $f_s/f_c$ . Zależności te wskazują na wpływ zawartości alkaliów w cemencie na stężenie chlorków w cieczy porowej oraz na wpływ wilgotności, czyli stosunku  $f_s/f_c$  na to stężenie. Cementy portlandzki i hutniczy z Rejowca charakteryzują się wyższą zawartością alkaliów niż odpowiednio te same cementy z Małogoszczy. Wyższej zawartości

alkaliów oraz wyższemu stosunkowi  $f_s / f_c$  odpowiada większe stężenie chlorków w cieczy porowej.

#### 4. Wnioski

1. Zastosowanie metody ekstrakcji próżniowej cieczy porowej ze stwardniałych zaczynów i zapraw z domieszką chlorku  $\text{CaCl}_2$  umożliwia prowadzenie badań chemicznych nad agresywnością korozyjną tej cieczy w stosunku do stali zbrojeniowej.
2. Przy tej samej zawartości chlorków w stosunku do masy cementu zawartość chlorków w cieczy porowej zmniejsza się w cementach o wyższej zawartości glinianu triwapniowego.
3. Wraz ze wzrostem zawartości chlorków w stosunku do masy cementu następuje wzrost stosunku jonów chlorkowych do wodorotlenowych w cieczy porowej.
4. W badanych cementach portlandzkich stosunek jonów  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  jest mniejszy niż w badanych cementach hutniczych.
5. Wzrost stosunku  $f_s / f_c$  z 1 do 3 wywołuje wzrost stężenia jonów  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{OH}^-$ ,  $\text{CO}_3^{2-}$  w roztworach modelowych.
6. Zależności przedstawione na wykresie 4 wskazują na wpływ zawartości alkaliów w cemencie na stężenie chlorków w cieczy porowej oraz na wpływ wilgotności (stosunku  $f_s / f_c$ ) na to stężenie.
7. Niższej wilgotności (wyższy stosunek  $f_s / f_c$ ) odpowiada większe stężenie jonów chlorkowych w cieczy porowej.
8. Cementom o wyższej zawartości alkaliów odpowiada wyższe stężenie jonów chlorkowych w roztworach odwzorowujących ciecz porową.

#### Literatura

- [1] Kurdowski W., Chemia cementu, PWN, Warszawa, 1991 r.
- [2] Wieczorek G., Wpływ chlorków na korozję stali zbrojeniowej w betonie, Wydawnictwa ITB, Warszawa 1993 r.
- [3] Wieczorek G., Kondraciuk W., Wpływ rodzaju cementu na skład chemiczny cieczy porowej, Cement Wapno Beton, 2, 52, 2001r.

- [4] Wieczorek G., Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2002 r.
- [5] Wieczorek G., Backiel – Brzozowska B., Zagrożenie korozyjne zbrojenia w betonie wywołane przez chlorki. Ochrona Przed Korozją, 7, 171, 2001r.
- [6] Wieczorek G., Bryłka J., Porównanie metody ekstrakcji próżniowej i ciśnieniowej uzyskiwania cieczy porowej betonu, Materiały VI Ogólnopolskiego Sympozjum Naukowo-Technicznego nt. Nowe osiągnięcia w badaniach inżynierii korozyjnej, Poraj 15-17 listopada, 2000 r.
- [7] Ściślewski Z., Korozja i ochrona zbrojenia, Arkady, Warszawa, 1981 r.
- [8] Ściślewski Z., Ochrona konstrukcji żelbetowych, Arkady, Warszawa, 1999 r.
- [9] Minczewski J., Marczenko Z., Chemia analityczna. Chemiczne metody analizy ilościowej, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2001.

## **THE INFLUENCE OF DIFFERENT KINDS OF CEMENT AND THE CEMENT OF CHLORIDE IONS FROM HARDENED CEMENT PASTE ON THE RATIO OF MOLAR CONCENTRATION IONS $[Cl^-]/[OH^-]$ IN PORES SOLUTION**

**Summary:** In this work we presented the influence of different kinds of cement and the cement of chloride ions from hardened cement paste on the ratio of molar concentration ions  $[Cl^-]/[OH^-]$  in pores solution. For this purpose, the content of  $Cl^-$ ,  $OH^-$  and  $CO_3^{2-}$  ions from model solutions of liquid presents in pores of hardened cement paste was estimated. In order to concentrate the pores solutions vacuum extraction method was applied. The effect of liquid on the reinforcing steel corrosion was determined and described.

**Key words:** corrosion, pore solution, vacuum extraction.

Pracę wykonano w ramach współpracy z Białoruskim Państwowym Uniwersyte-tem Technicznym temat współpracy: „Korozja zbrojenia”



Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska

## PRZEWODNOŚĆ CIEPLNA PŁYT WEŁNY MINERALNEJ W WARUNKACH ODDZIAŁYWAŃ EKSPLOATACYJNYCH

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki eksperymentu laboratoryjnego do badania przewodności cieplnej płyt wełny mineralnej o różnej gęstości w ścianach wentylowanych, w zależności od liczby cykli zamrażania-odmrażania i od różnych prędkości strumienia powietrza filtrowanego przez próbkę. Przygotowano stanowisko badawcze, które pozwala modelować filtrację powietrza przez badane próbki. Badanie zostało przeprowadzone z zastosowaniem metody statystycznej planowania eksperymentu. Na podstawie otrzymanych wyników zbudowano model regresyjny zależności warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła od prędkości przepływu strumienia powietrza oraz liczby cykli zamrażania i odmrażania i gęstości początkowej płyt z wełny mineralnej.

**Słowa kluczowe:** ściana wentylowana, płyty wełny mineralnej, współczynnik przewodzenia ciepła, eksperyment laboratoryjny.

### 1. Wstęp

Konstrukcję ścian wentylowanych z pozycji niezawodności eksploatacyjnej można przedstawić jako złożony system, który z punktu widzenia powiązań funkcjonalnych jej elementów można podzielić na dwa podsystemy: część konstrukcyjna ściany – ocieplenie; część konstrukcyjna ściany – stelaż mocujący – ochronna płyta elewacyjna.

Pierwszy podsystem zapewnia warunki cieplno-wilgotnościowe i komfort pomieszczeń, a także wskaźniki eksploatacyjne ścian w zadanych normowych przedziałach; drugi – spełnia funkcje dekoracyjno-ochronne. Biorąc pod uwagę to, że w celu ochrony materiału termoizolacyjnego przed oddziaływaniem warunków atmosferycznych zastosowano płyty elewacyjne z atestowanych materiałów, a do ich przymocowania użyto stalowych stelaży o wysokiej niezawodności, w dalszej części zajmujemy się analizą pierwszego podsystemu.

Podsystem „konstrukcyjna część ściany – ocieplenie„ w elewacji wentylowanej składa się z kolejno połączonych elementów, których uszkodzenie zależy od uszkodzenia najłagodniejszego ogniwa. Część konstrukcyjna ściany, praktycznie we wszystkich przypadkach projektowana jest jako część niewymagająca odnowienia. Wskaźnikiem jakościowym jej niezawodności i trwałości może być przyjęte prawdopodobieństwo niezawodnej pracy w ciągu założonego czasu eksploatacji. W takiej sytuacji elementem określającym niezawodność zarówno podsystemu jak i całego systemu elewacji wentylowanych jest materiał izolacji cieplnej w postaci płyt z wełny mineralnej.

Głównym wskaźnikiem eksploatacyjnym płyt wełny mineralnej w konstrukcji ścian z wentylowanymi elewacjami jest zdolność zapewnienia odpowiedniej ochrony cieplnej w ciągu założonego przedziału czasu. Dlatego za podstawowe kryterium niezawodności eksploatacyjnej płyt z wełny mineralnej można przyjąć niezmienną w czasie ich współczynnika przewodzenia ciepła.

Współczynnik może zmieniać się w zależności od wielu czynników, oddziałujących na materiał termoizolacyjny. W pracy [1] zaznacza się, że właściwości eksploatacyjne płyt z wełny mineralnej w pierwszej kolejności związane są z cyklicznym oddziaływaniem temperatury i wilgotności. Te oddziaływania powodują powstanie pęknięć i mikrodefektów we włóknach, a także powstanie wewnętrznych naprężeń w szkieletcie materiału, głównie w miejscach zgromadzenia grupy włókien na granicach rozdziału faz włókno–lepiszcze, co powoduje osłabienie wiązań między lepiszczem a włóknami i naruszenie struktury wyrobu.

Niszczenie materiału w rezultacie cyklicznego oddziaływania temperatury i wilgoci prowadzi do zmniejszenia zarówno wytrzymałości jak i współczynnika przewodzenia ciepła tych płyt. Z punktu widzenia zapewnienia odpowiedniej izolacyjności cieplnej ścian zewnętrznych, na pierwszy rzut oka, należałoby czynnik drugi ocenić pozytywnie. Jednak można przypuszczać, że w wentylowanych konstrukcjach ścian taki materiał izolacyjny będzie poddany oddziaływaniu intensywnej filtracji powietrza, co doprowadzi do rzeczywistego zwiększenia warunkowego (z uwzględnieniem filtracji powietrza) współczynnika przewodzenia ciepła materiału izolacji cieplnej i obniżenia jego oporu cieplnego.

W związku ze złożonością tego zjawiska przeprowadzono eksperyment doświadczalny zmiany warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła ( $\lambda'$ ,  $W/(m^2 \cdot K)$ ) ( $Y_{\lambda 1}$ ) próbek płyt wełny mineralnej o różnej gęstości w zależności od liczby cykli zamrażania – odmrażania i od różnych prędkości strumienia powietrza filtrowanego przez próbkę.

## 2. Formułowanie zadania i metodyka badania

Przedziały zmienności czynnika  $\tilde{X}_1$  – liczba cykli zamrażania i odmrażania, zostały przyjęte z uwzględnieniem długowieczności próbek i możliwości przeprowadzenia pomiarów badanej charakterystyki. Dla próbek o gęstości  $74 \text{ kg/m}^3$  ostateczna liczba cykli okazała się równa 75. Pomiarów warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła przeprowadzono dla próbki przed rozpoczęciem cykli zamrażania i odmrażania po 9; 21; 30; 43; 54 i 75 cyklach tj. na siedmiu poziomach zmienności (w tekście oznaczono  $\tilde{X}_i$  jako naturalne wartości czynników, a  $X_i$  – wartości kodowane).

Czynnik  $\tilde{X}_2$  – wyjściową gęstość płyt z wełny mineralnej, przyjęto wychodząc z minimalnych i maksymalnych gęstości produkowanych i dostępnych wyrobów, nadających się do wykorzystania w elewacjach wentylowanych. Czynnikiem ten miał dwa poziomy zmienności:  $74$  i  $156 \text{ kg/m}^3$ .

Przedziały zmienności czynnika  $\tilde{X}_3$  – szybkość przepływu powietrza owiewającego próbkę przyjęto jako równe:  $0$ ;  $0,7$  i  $1,65 \text{ m/s}$ . Dane prędkości były przyjęte przy uwzględnieniu rezultatów modelowania przenikania ciepła na stanowisku imitującym fragment ściany wentylowanej, który został opisany w pracy [2]. Przedziały zmienności czynników i ich kodowane wielkości przedstawiono w tabl. 1. Dla  $X_3$  dobrano funkcję zapewniającą liniowość zmiany poziomów tego czynnika.

Tabela 1

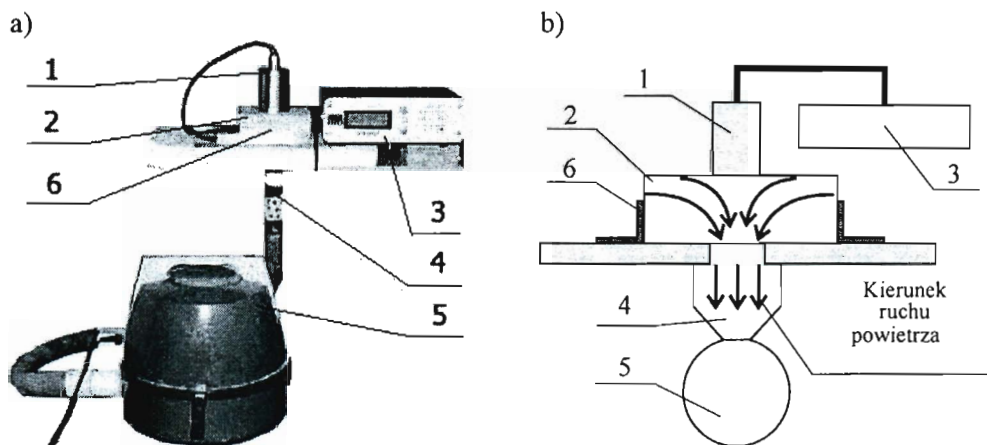
Obszar określenia czynników i ich kodowane wartości

| Nazwa czynnika                                                                                         | Obszar określenia czynnika<br>$\tilde{X}_1, \tilde{X}_2, \tilde{X}_3$ | Kodowane wartości<br>$X_1, X_2, X_3$ |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| Liczba cykli zamrażania i odmrażania<br>$n(X_1)$ , cykli                                               | 0                                                                     | - 1                                  |
|                                                                                                        | 9                                                                     | - 0,76                               |
|                                                                                                        | 21                                                                    | - 0,44                               |
|                                                                                                        | 30                                                                    | - 0,2                                |
|                                                                                                        | 43                                                                    | + 0,1467                             |
|                                                                                                        | 54                                                                    | + 0,44                               |
|                                                                                                        | 75                                                                    | + 1                                  |
| Początkowa gęstość płyt z wełny mineralnej $\gamma(X_2)$ , $\text{kg/m}^3$                             | 74                                                                    | - 1                                  |
|                                                                                                        | 156                                                                   | + 1                                  |
| Prędkość przepływu strumienia powietrza opływającego płyty z wełny mineralnej; $V(X_3)$ , $\text{m/s}$ | 0                                                                     | - 1                                  |
|                                                                                                        | 0,7                                                                   | -0,15                                |
|                                                                                                        | 1,65                                                                  | + 1                                  |

Badaniu poddawano próbki płyt z wełny mineralnej o wymiarach 100 x 140 x 50 mm. Materiał ten miał poziomowarstwową strukturę z niewielkim (5...10 mm) wytlóceniem poziomych warstw na grubości.

Metodyka przygotowania próbek płyt z wełny mineralnej zamykała się w przetrzymywaniu ich w ciągu 15 minut w środowisku pary wodnej w temperaturze  $98\pm 2^{\circ}\text{C}$  i wilgotności  $98\pm 2\%$  w komorze przyspieszonych badań wodoodporności materiałów z wełny mineralnej [1]. Potem próbki przeniesiono do zamrażarki, gdzie zamrożono je do temperatury  $(-28\pm 2)^{\circ}\text{C}$  w ciągu 5 godzin, a później odmrażano w ciągu 5 godzin w temperaturze  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  i wilgotności  $55\pm 5\%$ . Odmrożone próbki suszono w suszarce do stałej masy. Następnie cykl badawczy powtarzał się. Średnio długość każdego z cykli badawczych wynosiła 12 godzin, a w każdym z cykli obserwowano dwa przejścia temperatury przez zero.

Współczynnik przewodzenia ciepła mierzono przy pomocy przyrządu pomiarowego „Termoanalyzer”, wykorzystywanego do nieinwazyjnego kontrolowania cieplnych właściwości materiałów [3]. W celu pomiarów warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda'$ ,  $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$  zostało opracowane stanowisko badawcze (rys. 1), które pozwala modelować filtrację powietrza przez badane próbki.



**Rys. 1.** Stanowisko badawcze do pomiaru warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła próbek płyt z wełny mineralnej przy filtracji powietrza przez jego strukturę (a) i jego schemat poglądowy (b): 1 – czujnik przyrządu pomiarowego „Termoanalyzer”; 2 – próbka płyty wełny mineralnej; 3 – mikroprocesorowy blok pomiarowy przyrządu „Termoanalyzer”; 4 – rura perforowana; 5 – sprężarka; 6 – obejma.



### 3. Wyniki eksperymentu, ich opracowanie oraz interpretacja

W celu opisanie powierzchni odzewu  $Y = f(X_1, X_2, X_3)$  przeprowadzono pełny eksperyment wieloczynnikowy, z rezultatów którego dla kodowanych znaczeń czynników zbudowano model regresyjny. Po wypełnieniu standardowych procedur oceny istotności współczynników modelu i sprawdzeniu adekwatności model przyjął postać:

$$\hat{Y}_{\lambda 1} = 0,0501 + 0,0052X_1 + 0,0236X_3 - 0,0030X_1X_2 + 0,0076X_1X_3 - 0,0035X_2X_3 + 0,0053X_1^2 + 0,0049X_3^2$$

Interpretację wyników badania przeprowadzono na podstawie analizy równania regresji. Stwierdzono, że najsilniejszy wpływ na zmianę warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła płyt z wełny mineralnej wykazuje czynnik  $X_3$  – prędkość przepływu strumienia powietrza omywającego próbki. Określono dodatni liniowy i niewielki kwadratowy efekt wpływu czynnika. Świadczy to o tym, że warunkowy współczynnik przewodzenia ciepła  $\hat{Y}_{\lambda 1}$  zwiększa się przy zwiększeniu prędkości ruchu powietrza. Przy tym wielkość  $\hat{Y}_{\lambda 1}$  wzrasta o 60% przy zmianie  $\tilde{X}_3$  od 0 do 0,7 m/s i o 57% przy zmianie  $\tilde{X}_3$  od 0,7 do 1,65 m/s. Na charakter i siłę oddziaływania czynnika  $X_3$  nieznaczny wpływ wykazuje jego wzajemne oddziaływanie z czynnikami  $X_1$  i  $X_2$ .

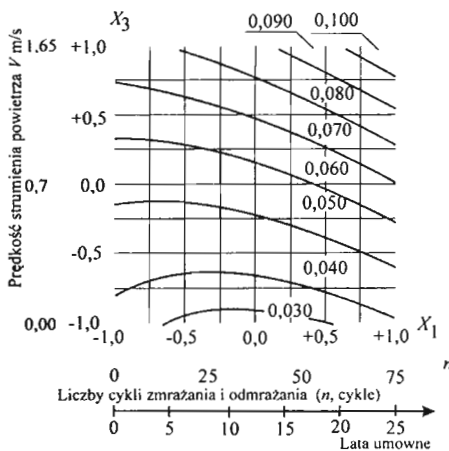
Na drugim miejscu, ze względu na siłę oddziaływania znajduje się czynnik  $X_1$  – liczba cykli zamrażania i odmrażania. Określono dodatni liniowy i kwadratowy efekt wpływu czynnika. Stwierdzono, że warunkowy współczynnik przewodzenia ciepła płyt z wełny mineralnej  $\hat{Y}_{\lambda 1}$  przy zmianie liczby cykli zamrażania i odmrażania z 37 do 75 zwiększa się o 21%. Na charakter i siłę oddziaływania czynnika  $X_1$  nieznaczny wpływ wykazuje także jego wzajemne oddziaływanie z czynnikami  $X_2$  i  $X_3$ .

Czynnik  $X_2$  – gęstość płyt z wełny mineralnej, swój wpływ wykazuje jedynie przy wzajemnym oddziaływaniu z czynnikami  $X_1$  i  $X_3$ . Ustalono, że przy dodatnich znaczeniach tych czynników efekty ich wzajemnego oddziaływania z czynnikiem  $X_2$  mają znak minus. Oznacza to, że czynnik  $X_2$  osłabia stopień wpływu czynników  $X_1$  i  $X_3$ . Fizyczna interpretacja tego wniosku sprowadza się do tego, że im większa gęstość płyt z wełny mineralnej, tym słabszy wpływ liczby cykli zamrażania i odmrażania oraz prędkości filtracji powietrza w materiale na zmianę jego warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła.

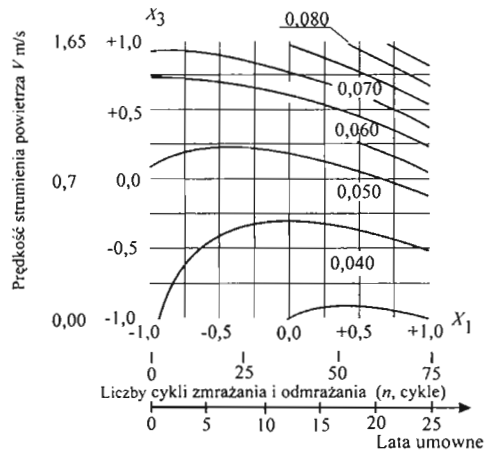
Graficzną interpretację przeprowadzonego eksperymentu przedstawiono na rys.2. Przy pomocy wykresów ustalono, że w procesie rozmiękania pod wpływem

cykli zamrażania i odmrażania następuje nieznaczne obniżenie warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła. Jednak po określonej liczbie cykli, osłabiających nie tylko lepizzcze, ale i włókna materiału, warunkowy współczynnik przewodzenia ciepła zaczyna zwiększać się. Tę prawidłowość obserwuje się również przy filtracji powietrza przez próbki. Jednak liczba cykli, przy której efekt podwyższenia przewodności cieplnej osiąga maksimum, przesuwają się w kierunku zera wraz z podwyższeniem prędkości strumienia powietrza. W taki sposób, dla próbek o gęstości  $74 \text{ kg/m}^3$  przy prędkości  $0,7 \text{ m/s}$  już nie obserwuje się efektu obniżenia warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła, a nawet ma miejsce jego podwyższenie z  $0,0472$  do  $0,0636 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  wraz ze wzrostem liczby cykli od 22 do 75.

a)  $\tilde{X}_2 = 74 \text{ kg/m}^3$



b)  $\tilde{X}_2 = 156 \text{ kg/m}^3$



**Rys. 2.** Zależność warunkowego współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda'$   $\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$  ( $Y_{\lambda_1}$ ) od liczby cykli zamrażania i odmrażania płyt z wełny mineralnej  $n$ , cykle ( $X_1$ ) oraz prędkość omywającego strumienia powietrza  $V$ ,  $\text{m/s}$  ( $X_3$ ) przy gęstości płyt: a –  $\tilde{X}_2 = 74 \text{ kg/m}^3$ ; b –  $\tilde{X}_2 = 156 \text{ kg/m}^3$

Taką prawidłowość obserwuje się również w próbkach o gęstości  $156 \text{ kg/m}^3$ . Efekt obniżenia przewodności cieplnej całkiem znika przy prędkości strumienia powietrza wyższym niż  $1,65 \text{ m/s}$ . Przy tej prędkości warunkowy współczynnik przewodzenia ciepła zwiększa się z  $0,0653$  do  $0,0811 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  wraz ze wzrostem liczby cykli od 6 do 75.

Przy wspólnym oddziaływaniu 75 cykli zamrażania i odmrażania oraz omywania powietrza z prędkością  $1,65 \text{ m/s}$  warunkowy współczynnik przewodzenia ciepła płyt gęstości  $74 \text{ kg/m}^3$  wzrasta 2,8, a dla płyt o gęstości  $156 \text{ kg/m}^3$  – 1,9 raza.

Przy budowaniu wykresów, oprócz skali cykli zamrażania i odmrażania, naniiesiono skalę umownego okresu eksploatacji w latach, którą uzyskano przez podzielenie odpowiadającej liczby cykli przez 3 zgodnie z uzasadnieniem przytoczonym w pracy [4].

## **Wnioski**

Uzyskane wyniki i przeprowadzona analiza przekonują, że w rzeczywistych warunkach eksploatacji płyt wełny mineralnej w ścianach wentylowanych pod oddziaływaniem cykli zamrażania i odmrażania (75 cykli) oraz filtracji powietrza (około 1,65 m/s) przewodność cieplna płyt o gęstości 74 kg/m<sup>3</sup> może wzrosnąć 2,8 razy; a płyt o gęstości 156 kg/m<sup>3</sup> – 1,9 razy. Oczywiście jest to, że może to spowodować istotne obniżenie oporu cieplnego warstwy termoizolacji oraz obniżenie niezawodności podsystemu „konstrukcyjna część ściany– ocieplenie”.

## **Literatura**

1. Бобров Ю.Л. Долговечность теплоизоляционных минераловатных материалов. – М.: Стройиздат, 1987. – 168 с.
2. Jezierski W., Monastyrew P, Rudczyk–Malijewska E.: „Właściwości cieplne płyt wełny mineralnej w wentylowanych elewacjach budynków przy oddziaływaniu wiatru”, Zeszyty naukowe PB, Budownictwo 23/2003, Białystok 2003, s.83–92.
3. Чуриков А. А., Сенкевич А. Ю. Информационно–измерительная система многостадийного неразрушающего контроля теплофизических свойств // Датчики и системы. – 2000. – № 9. – С.26–29.
4. 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 COEFFICIENT THERMAL CONDUCTIVITY OF MINERAL WOOL PLATES IN EXPLOITATION CONDITIONS**

**Summary:** The results of laboratory – experiment to investigate of the thermal conductivity of mineral wool plates with different mass density in the exploitation conditions in walls ventilated in dependence on the number of cycles of freezing and different speeds of the stream of air filtering through a sample is presented. In investigations the statistical method of the planning of experiment is used. The regression model of dependence of the thermal conductivity on speed of the stream of air, quantities of cycles of freezing and defrosting, and the initial mass density of mineral wool plates is built.

Artykuł przygotowano na podstawie Umowy o współpracy między Politechniką Białostocką i Tambowskim Państwowym Uniwersytetem Technicznym w ramach działalności statutowej S/WB/05/02 oraz pracy własnej W/IIB/5/03 finansowanych przez KBN.

Anna Kierklo, Rościśław Tribińło, Adam Walendziuk

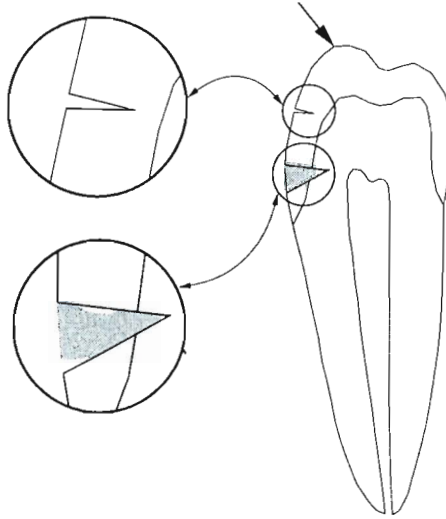
## MECHANIKA PĘKANIA W ZAGADNIENIACH STOMATOLOGII STOSOWANEJ

**Streszczenie:** W pracy omówiono podstawowe zagadnienia mechaniki pękania. Wskazano możliwości zastosowania aparatu analizy mechanicznej do analizy zagadnień stomatologii stosowanej.

**Słowa kluczowe:** mechanika pękania, mikropeknięcia, stan naprężeń, tkanki twarde zębów

### 1. Wprowadzenie

Trwałość tkanek twardych narządu żucia, takich jak szkliwo i zębina, zależy od wielu czynników. Istotną rolę odgrywają procesy oddziaływania mechanicznego oraz zmiany temperatury występujące w trakcie żucia. Cechuje je powtarzalność i destrukcyjny wpływ na tkanki twarde zębów. Złożone stany naprężeń generowane podczas tych procesów, skutkują powstawaniem powierzchniowych czy też wewnątrztkankowych defektów – mikropeknięć (rys. 1). Tkanki poddane leczeniu stomatologicznemu polegającemu na wypełnieniu ubytku mogą wykazywać defekty na granicy z wypełnieniem, które powstały w trakcie zabiegu bądź po nim w wyniku zerwania połączenia materiałów. Osłabione struktury tkanek znacznie łatwiej podlegają procesom dalszej destrukcji wywołanej czynnikami zarówno mechanicznymi jak i chemicznymi.



Rys. 1. Defekty struktury tkanek i połączeń z materiałem wypełniającym

## 2. Podstawowe zagadnienia mechaniki ośrodków nieciągłych

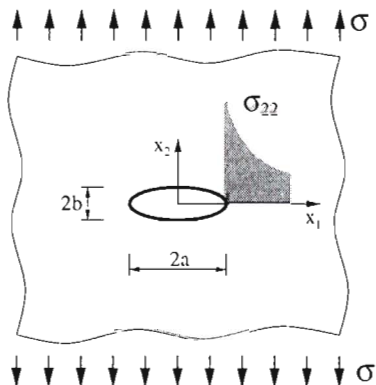
W rezultacie dekohezji struktury ośrodków, pod wpływem zewnętrznych oddziaływań na struktury tkanek, następuje znaczna koncentracja naprężeń w pobliżu wierzchołków mikropełnięcia, która prowadzi zwykle do rozprzestrzeniania się defektu i penetracji w głąb ośrodka [2]. Wartość naprężeń znacznie przewyższa tę, która wynika z przyłożonego obciążenia. Znane rozwiązanie Inglisa [4] dla otworu eliptycznego w tarczy nieskończonej poddanej rozciąganiu (rys. 2) ma postać

$$\sigma_{22} = \sigma \left( 1 + 2 \frac{a}{b} \right) \quad (1)$$

i w przypadku gdy jeden z wymiarów defektu  $b \rightarrow 0$ , naprężenia są osobliwe, gdyż  $\sigma_{22} \rightarrow \infty$ . Współczynnik koncentracji naprężenia  $C$  zdefiniowany ilorazem

$$C = \frac{\sigma_{22}^{max}}{\sigma} \quad (2)$$

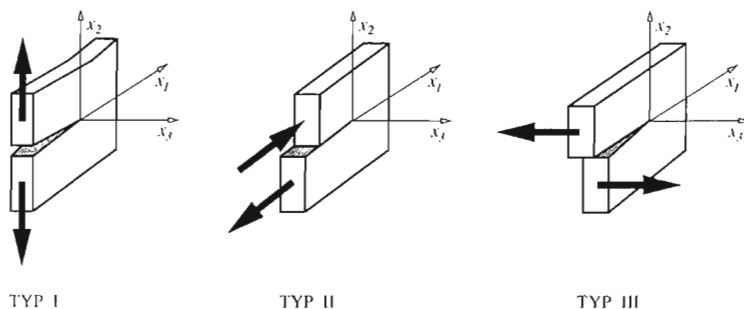
ma wartość wyrażenia w nawiasie zależności (1). Osobliwość naprężeń jest charakterystyczną cechą dla wszystkich rozwiązań dotyczących pól naprężeń wewnątrz obciążonych ośrodków zawierających szczeliny dowolnego kształtu.



Rys. 2. Rozkład naprężeń w pobliżu wierzchołka mikropęknięcia.

Mechanika pękania wyróżnia trzy podstawowe typy obciążenia szczeliny (deformacji szczeliny), rysunek 3:

- Typ I – rozrywanie; powierzchnie szczeliny rozchodzą się w kierunku prostopadłym do frontu szczeliny.
- Typ II – ścinanie wzdłużne; powierzchnie szczeliny ślizgają się po sobie w kierunku prostopadłym do frontu szczeliny.
- Typ III – ścinanie poprzeczne; powierzchnie szczeliny przesuwiają się po sobie w kierunku równoległym do frontu szczeliny.



Rys. 3. Podstawowe schematy obciążenia szczeliny

Irwin [3] podał analityczne rozwiązanie określające rozkład naprężeń w pobliżu

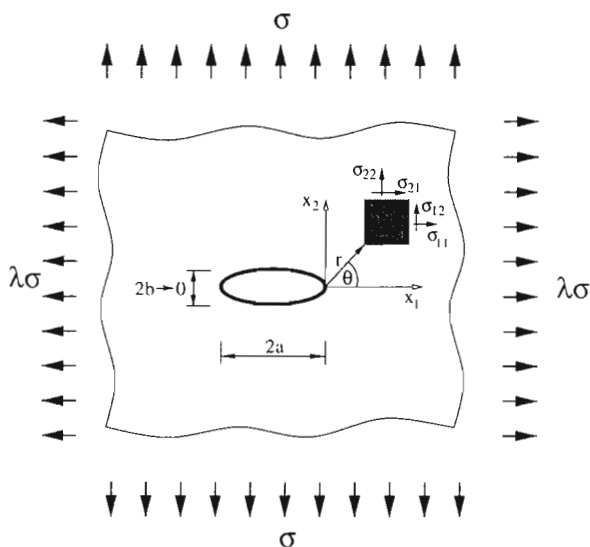
wierzchołka szczeliny w ogólnej postaci:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_t}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{(t)}(\theta) + \dots + O(r^0), \quad t = I, II, III \quad (3)$$

w którym  $f_{ij}^{(t)}(\theta)$  jest funkcją kąta (rys. 4), a  $K_t$  określa się współczynnikiem intensywności naprężenia. Uwzględnia on geometrię ciała, długość szczeliny, rodzaj i sposób przyłożenia obciążenia, zdefiniowany zaś jest dla każdego schematu zniszczenia w sposób następujący

$$\begin{Bmatrix} K_I \\ K_{II} \\ K_{III} \end{Bmatrix} = \lim_{r \rightarrow 0, \theta=0} \sqrt{2\pi r} \begin{Bmatrix} \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Jeżeli rozpatrywany ośrodek zawierający nieciągłość jest poddany złożonemu stanowi obciążenia (rys. 4), to wartości naprężeń w układzie biegunowym  $(r, \theta)$  wyznacza się, rozwijając wyrażenie (3) i korzystając z zasady superpozycji, z zależności [15]:



Rys. 4. Złożony stan obciążenia tarczy z defektem



$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) - \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left( 2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right), \\ \sigma_{22} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}, \\ \sigma_{12} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right).\end{aligned}\quad (5)$$

Wyznaczenie naprężeń (5) wymaga znajomości współczynników intensywności naprężenia. Wartości  $K_I$  wyznacza się eksperymentalnie [10] oraz analitycznie – rozwiązując odpowiednie zagadnienie brzegowe [12] lub wykorzystując metody numeryczne. Numeryczne określenie wartości współczynników naprężeń polega na analizie ośrodka metodą elementów skończonych lub metodą elementów brzegowych i korelacji pól wielkości fizycznych uzyskanych z tych rozwiązań z wartościami współczynników  $K_I$  [1, 14].

Istnieje związek między wartościami współczynników intensywności naprężeń a prędkością uwalniania energii sprężystej  $G$ , która zdefiniowana jest zmianą energii potencjalnej konieczną do wywołania infinitezimalnego wzrostu powierzchni szczeliny

$$G = - \frac{\partial U}{\partial A} \quad (6)$$

i jest wielkością charakteryzującą odporność materiału na pęknięcie. Wzrost długości szczeliny wystąpi, jeżeli prędkość uwalniania energii osiągnie wartość krytyczną dla materiału, określaną jako krytyczny współczynnik uwalniania energii  $G_c$ . Spełnienie określonych warunków pozwala traktować współczynnik  $G_c$  jako stałą materiałową [12].

Alternatywnie, odporność na pęknięcie może być wyrażona w zależności od wartości współczynnika intensywności naprężenia [4] i dla pierwszego schematu zniszczenia wyrażenie przyjmuje postać

$$G_I = \begin{cases} \frac{K_I^2}{E} & \text{dla płaskiego stanu naprężenia (PSN)} \\ \frac{K_I^2}{E} (1 - \nu^2) & \text{dla płaskiego stanu odkształcenia (PSO)} \end{cases}, \quad (7)$$

gdzie oznaczenia  $E$  i  $\nu$  to odpowiednio moduł Younga i współczynnik Poissona materiału. W warunkach mieszanego sposobu obciążenia szczeliny, w materiale o właściwościach liniowo-sprężystych, prędkość uwalniania energii jest sumą prędkości

odpowiadających poszczególnym typom, tak więc

$$G = G_I + G_{II} + G_{III} = \frac{K_I^2}{E'} + \frac{K_{II}^2}{E'} + (1 + \nu) \frac{K_{III}^2}{E}, \quad E' = \begin{cases} E & \text{dla PSN} \\ \frac{E}{1 - \nu^2} & \text{dla PSO} \end{cases} \quad (8)$$

W sytuacji, gdy znana jest jedna z krytycznych wartości współczynników  $G_{Ic}$  lub  $K_{Ic}$ , tzn.  $G_{Ic}, G_{IIc}, G_{IIIc}$  lub  $K_{Ic}, K_{IIc}, K_{IIIc}$ , z zależności (8) można wyznaczyć pozostałą wartość.

Krytyczną wartość współczynnika intensywności naprężenia  $K_{Ic}$  dla szkliwa podano m.in. w pracach [9], [16]. Otrzymane w testach laboratoryjnych wartości zawierają się w granicach  $0.6\text{--}1.8 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ . Dla zębiny określono wartości z przedziału  $0.6\text{--}0.9 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  [9], [11], [16].

W przypadku wypełnień typu materiałów złożonych wyznaczone z badań wartości  $K_{Ic} = 1.4\text{--}2.3 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  [8], natomiast dla cementów gласjonomerowych  $K_{Ic} = 0.25\text{--}0.45 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  [7].

### 3. Praktyczne uzasadnienie podjętego tematu

Przykładem zjawisk związanych z zagadnieniami mechaniki pękania jest powstawanie ubytków tkanek twardych w rejonie szyjki zębowej, gdzie stykają się różne tkanki: szkliwo, zębina i cement korzeniowy. Cyklicznie powtarzające się koncentracje dużych naprężeń, zwłaszcza rozciągających, w tej okolicy prowadzą w cienkiej warstwie szkliwa do mikropęknięć, które rozprzestrzeniają się w głąb tkanki, powodując nadłamanie pryzmatów szkliwa [5], [6], [13], i w miarę upływu czasu do widocznej makroskopowo szczeliny. Penetracja zainicjowanych mikropęknięć w tkankę leżącą pod szkliwem – zębina, powoduje postępowanie procesów destrukcji, w wyniku którego tworzy się klinicznie zauważalny ubytek tkanek twardych, zwany abfrakcją [6]. Ubytki tego rodzaju wypełniane są materiałami z grupy materiałów złożonych czy gласjonomerów o właściwościach adhezyjnych do tkanek zęba. Podczas przygotowania materiału wypełniającego oraz upychania w ubytku do masy wypełnienia mogą dostać się pęcherzyki powietrza powodując częściowe uszkodzenie powierzchni kontaktu. Brak sił adhezyjnych na części powierzchni można rozpa-

trywać jako mikropęknięcie (mikroszczelinę) na granicy faz ośrodków. Efekty związane z tego typu wadami mogą być potęgowane skurczem polimeryzacyjnym. Naprężenia powstające podczas polimeryzacji wypełnień wywoływane skurczem materiału wypełniającego, mogą skutkować brakiem styczności brzeżnej (rys. 1) i rozprzestrzenianiem się defektów. Osłabione w ten sposób wiązania międzypowierzchniowe objawiają się klinicznie utratą wypełnienia.

## Literatura

- [1] **Banks-Sills L.:** *Application of the finite element method to linear elastic fracture mechanics.* Applied Mechanics Reviews, ASME, vol. 44, no. 10, 1991, s. 447-461.
- [2] **He M.-Y., Hutchinson J.W.:** *Kinking of a crack out of an interface.* Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 56, no. 6, 1989, s. 270-278.
- [3] **Irwin G.R.:** *Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate.* Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 24, 1957, s. 361-364.
- [4] **Lawn B.:** *Fracture of brittle solids*, 2nd edn. Cambridge University Press, Cambridge 1993.
- [5] **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, s. 374-380.
- [6] **Lee W.C., Eakle W.S.:** *Stress-induced cervical lesions: Review of advances in the past 10-years.* Journal of Prosthetic Dentistry, vol. 75, no. 5, 1996, s. 487-494.
- [7] **Lucas M.E., Arita K., Nishino M.:** *Toughness, bonding and fluoride-release properties of hydroxyapatite-added glass ionomer cement.* Biomaterials, vol. 24, 2003, s. 3787-3794.
- [8] **Manhart J., Kunzelmann K.H., Chen H.Y., Hickel R.:** *Mechanical properties of new composite restorative materials.* Journal of Biomedical Materials Research, vol. 53, no. 4, 2000, s. 353-361.

- [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, s. 87-95.
- [10] **Murakami Y. (ed.):** *Stress intensity factors handbook*, vol 1, 2, Pergamon Press 1987.
- [11] **Nalla R.K., Kinney J.H., Ritchie R.O.:** *Effect of orientation on the in vitro fracture toughness of dentin: the role of toughening mechanisms.* Biomaterials, vol. 24, 2003, s. 3955-3968.
- [12] **Neimitz A.:** *Mechanika pękania.* Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- [13] **Rees J.S.:** *The role of cuspal flexure in the development of abfraction lesions: a finite element study.* European Journal of Oral Sciences, vol. 106, 1998, s. 1028-1032.
- [14] **Seweryn A.:** *Metody numeryczne w mechanice pękania.* IPPT PAN, Warszawa 2003.
- [15] **Wnuk M.P.:** *Podstawy mechaniki pękania.* Skrypty Uczelniane nr 585, Akademia Górniczo-Hutnicza im. S. Staszica w Krakowie, Kraków 1977.
- [16] **Xu H.H.K., Smith D.T., Jahanmir S., Romberg E., Kelly J.R., Thompson V.P., Rekow E.D.:** *Indentation damage and mechanical properties of human enamel and dentin.* Journal of Dental Research, vol. 77, no. 3, 1998, s. 472-480.

#### FRACTURE MECHANICS IN APPLIED DENTISTRY PROBLEMS

**Summary:** A basic theory of fracture mechanics problems has been reviewed. It has been indicated the possibilities of using the mechanical theory in applied dentistry.

**Key words:** fracture mechanics, microcracks, state of stresses, hard tissues of teeth

Opracowanie wykonano w ramach pracy statutowej S/IIB/4/99.

Marta Kosior-Kazberuk

## OCENA WPŁYWU DODATKU ASFALTU NA HYDRATAJĘ CEMENTU PORTLANDZKIEGO

**Streszczenie:** Wpływ dodatku asfaltu, w postaci pasty bitumicznej, na przebieg hydratacji cementu portlandzkiego badano metodą mikrokalorymetrii oraz dyfraktometrii rentgenowskiej. Stwierdzono, że obecność dodatku powoduje obniżenie szybkości wydzielania ciepła przez zaczyn cementowy podczas 48 h twardnienia. Analiza wyników badań rentgenograficznych (jakościowych i ilościowych) wykazała, że dodatek pasty bitumicznej nie zmienia istotnie składu fazowego zaczynów cementowych w trakcie 90 dni dojrzewania.

**Słowa kluczowe:** zaczyn cementowy, dodatek bitumiczny, hydratacja, ciepło twardnienia, dyfraktometria rentgenowska,

### 1. Wstęp

Wprowadzenie asfaltu jako domieszki wgłębnej do betonu lub zaprawy ma na celu hydrofobizację ścianek porów i zablokowanie połączeń między nimi. Jednakże, w tworzywach cementowych trudno rozprowadzić dodatek asfaltu, ponieważ nie ma powinowactwa chemicznego pomiędzy tymi materiałami. Trudno otrzymać materiał o jednakowych właściwościach w całej objętości.

Korzystne wyniki dały badania [1,2] nad modyfikacją zapraw i betonów roztworem asfaltu w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym, wprowadzanym do zarobu w postaci pasty bitumicznej. Receptura pasty umożliwiła wprowadzenie do mieszanki betonowej nawet kilkunastu procent asfaltu w stosunku do masy cementu, homogenizację mieszanki i uzyskanie zaprawy lub betonu zawierającego dodatek rozłożony równomiernie w stwardniałym zaczynie [3].

Zastosowanie pasty bitumicznej do ochrony materiałowo-strukturalnej betonu i żelbetu wymaga poznania zjawisk towarzyszących procesowi hydratacji cementu z dodatkiem asfaltu. Dotychczasowe badania prowadzone w tym zakresie [4] doty-

czyły hydratacji jednego rodzaju cementu w zaprawach z dużą zawartością pasty bitumicznej oraz szkła wodnego sodowego.

Celem prezentowanych badań była ocena zmian składu fazowego cementów hydratujących w obecności dodatku metodą dyfraktometrii rentgenowskiej. Analizę rentgenowską, która obejmowała zmiany zachodzące pomiędzy drugim a dziewięćdziesiątym dniem dojrzewania uzupełniono o badanie kinetyki wydzielania ciepła w trakcie początkowych 48 h hydratacji.

## 2. Materiały stosowane do badań

Próbki zaczynów wykonano przy zastosowaniu cementów portlandzkich CEM I 42.5 MSR NA (C1) oraz CEM I 42.5 HSR NA (C2), których skład chemiczny i mineralny, a także powierzchnię właściwą podano w tabeli 1.

Tabela 1

Skład chemiczny stosowanych cementów

| Tlenek/Minerał                     | Zawartość, % masy                |                                  |
|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
|                                    | CEM I 42.5 HSR NA<br>(cement C1) | CEM I 42.5 MSR NA<br>(cement C2) |
| SiO <sub>2</sub>                   | 21.23                            | 21.07                            |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>     | 4.08                             | 3.45                             |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>     | 5.12                             | 5.17                             |
| CaO                                | 64.80                            | 65.01                            |
| MgO                                | 0.75                             | 0.84                             |
| SO <sub>3</sub>                    | 2.33                             | 1.79                             |
| Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>    | 0.49                             | 0.54                             |
| części nierozp.<br>straty prażenia | 0.36                             | 1.02                             |
|                                    | 0.65                             | 0.88                             |
| C <sub>3</sub> S                   | 61.3                             | 59.7                             |
| C <sub>2</sub> S                   | 14.6                             | 15.5                             |
| C <sub>3</sub> A                   | 2.1                              | 7.8                              |
| C <sub>4</sub> AF                  | 15.6                             | 10.5                             |
| powierzchnia właściwa              | 3050 cm <sup>2</sup> /g          | 2992 cm <sup>2</sup> /g          |

Składnikiem modyfikującym była pasta bitumiczna wytwarzana przez upłynnienie asfaltu przemysłowego w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym z dodatkami. Podstawowym celem zrealizowanego programu badawczego była ocena wpływu dodatku pasy bitumicznej na właściwości betonu. Stąd, skład zaczynów ustalono biorąc pod uwagę zawartość składnika modyfikującego, w stosunku do masy cementu, w opracowanych recepturach betonu. W przypadku ce-

mentu C1 do badań przygotowano zaczyn zawierający 11% dodatku pasty w stosunku do masy cementu oraz zaczyn kontrolny – bez dodatku. W przypadku cementu C2 badano zaczyn zawierający 9.5% dodatku pasty i kontrolny.

W celu ilościowego określenia zawartości wybranych faz w zaczynie cementowym, metodą dyfraktometrii rentgenowskiej, do próbek dodano 5% wag. kwarcu, będącego wzorcem wewnętrznym.

### **3. Metody badań**

#### **3.1. Ocena szybkości wydzielania ciepła w początkowym okresie hydratacji metodą mikrokalorymetryczną**

Szybkość wydzielania ciepła jak i ciepło całkowite zależne są od wielu czynników, z których najważniejsze to skład fazowy klinkieru i uziarnienie cementu. Istnieje dobra korelacja pomiędzy ciepłem twardnienia a wytrzymałością tworzywa cementowych [5,6], stąd wyniki badań szybkości wydzielania ciepła w czasie hydratacji mogą służyć do ogólnej oceny przewidywanych właściwości materiału [7].

Badanie szybkości wydzielania ciepła w trakcie hydratacji wykonano w mikrokalorymetrze adiabatycznym na próbkach zaczynu o  $w/c = 0.50$ . Metoda adiabatyczna stosowana jest do określania ilości wydzielanego ciepła, gdyż warunki pomiaru są bardzo zbliżone do rzeczywistego procesu termicznego zachodzącego w betonie [8]. Pomiaru prowadzono przez 48 h dla każdej próbki.

#### **3.2. Rentgenowska analiza składu fazowego zaczynów**

Rentgenograficzne badanie zmian składu fazowego zaczynów wykonano po 2, 7, 14, 28 i 90 dniach hydratacji.

Proszkowa rentgenowska analiza dyfrakcyjna wykorzystuje zjawisko dyfrakcji i interferencji monochromatycznego promieniowania rentgenowskiego na sieci krystalicznej [9]. Każda faza krystaliczna daje ściśle określony zestaw linii dyfrakcyjnych, zależny od jej struktury. Metoda identyfikacji faz opiera się na założeniach teoretycznych:

- każda faza krystaliczna daje właściwy sobie dyfraktogram z charakterystycznym dla siebie położeniem i natężeniem linii dyfrakcyjnych,
- każda faza krystaliczna występująca w mieszaninie daje charakterystyczny dyfraktogram niezależnie od innych obecnych faz,

- identyfikacji dokonuje się na podstawie znalezionej wzorcowej dyfrakcyjnej linii, zgodnej zarówno pod względem odległości międzypłaszczyznowych jak i intensywności refleksów z danymi identyfikowanej fazy.

Analiza fazowa pozwala określić, jakie fazy występują w materiale, w jakich związkach występują wykryte w analizie pierwiastki (tlenki), a także – rozróżnić odmiany polimorficzne tych związków. Wystąpienie charakterystycznych dla danej fazy krystalicznej linii dyfrakcyjnych pozwala stwierdzić jej występowanie w badanym materiale, natomiast brak refleksów daje informację, że dana substancja nie występuje lub że jej zawartość w mieszaninie jest poniżej granicy czułości metody rentgenograficznej. Wartość granicy wykrywalności danej fazy zmienia się w zależności od składu chemicznego pozostałych faz, współwystępujących w mieszaninie. Zdefektowane sieci oraz krystality o małych rozmiarach (poniżej 0.1  $\mu\text{m}$ ) dają linie rozmyte o większej szerokości i mniejszej intensywności, co utrudnia ich identyfikację.

Badanie zaczynów cementowych przeprowadzono w Akademii Górniczo – Hutniczej w Krakowie, przy wykorzystaniu dyfraktometru rentgenowskiego XRD 7. Parametry pomiaru:

- Promieniowanie:  $\text{CuK}\alpha - 1.5418 \text{ \AA}$ ,
- Zakres pomiarowy:  $7 \div 37^\circ 2\theta$ ,
- Krok pomiaru:  $0.02^\circ 2\theta$ ,
- Czas zliczania: 6 s.

W celu ilościowego określenia zawartości wybranych faz zmierzone intensywności wybranych refleksów dyfrakcyjnych były dzielone przez intensywność wzorca wewnętrznego [10]. Chodziło o wyeliminowanie wpływu absorpcji promieniowania w próbce.

## 4. Analiza wyników badań

### 4.1. Szybkość wydzielania ciepła hydratacji

Wyniki szacowania ilości emitowanego ciepła na podstawie przebiegu krzywych wydzielania ciepła przez zaczyn cementowy zawarto w tabeli 2. Stosunek p/c wyraża zawartość pasty bitumicznej w odniesieniu do masy cementu w zaczynie.



Tabela 2

Ciepło hydratacji badanych zaczynów po 24 i 48 h

| Cement | p/c   | Ilość wydzielonego ciepła, kJ/kg |                  |
|--------|-------|----------------------------------|------------------|
|        |       | Q <sub>24h</sub>                 | Q <sub>48h</sub> |
| C1     | 0.0   | 156.1                            | 206.0            |
|        | 0.11  | 89.8                             | 114.3            |
| C2     | 0.0   | 159.5                            | 210.1            |
|        | 0.095 | 107.2                            | 139.9            |

O ilości ciepła wydzielonego w trakcie twardnienia zaczynów bez dodatku zdecydował skład fazowy stosowanych cementów – przeciętna zawartość fazy C<sub>3</sub>S oraz mała, w przypadku cementu C1, i średnia, w przypadku cementu C2, zawartość fazy C<sub>3</sub>A.

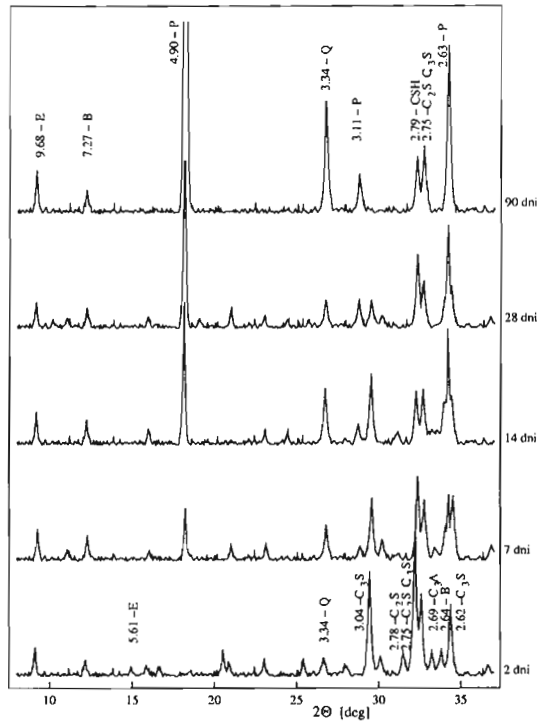
Jak wynika z danych przedstawionych w tabeli 2, obecność pasty bitumicznej powoduje obniżenie ilości ciepła wydzielanego w ciągu początkowych 48 h hydratacji. Obniżeniu egzotermii cementu w czasie hydratacji towarzyszy zmniejszenie tempa przyrostu ich wytrzymałości.

#### 4.2. Ocena zmian składu fazowego zaczynów metodą dyfraktometrii rentgenowskiej

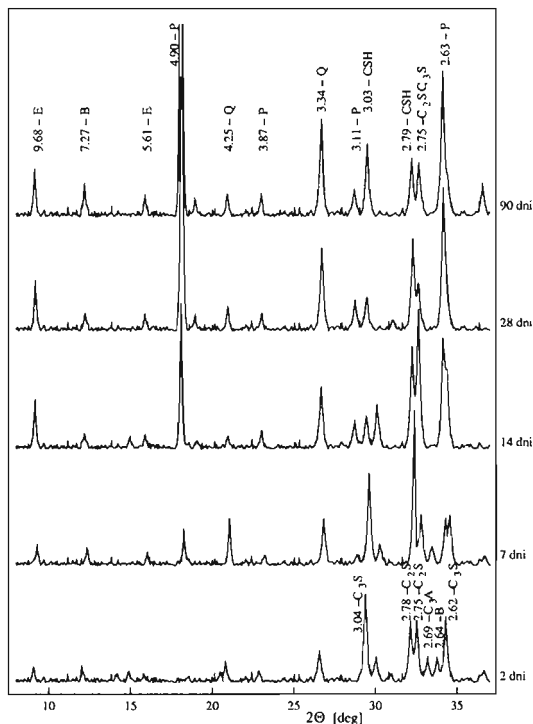
Badanie służyło identyfikacji faz i ocenie zmian składu fazowego zaczynów cementowych w ciągu 90 dni hydratacji w obecności pasty bitumicznej w porównaniu ze zmianami składu zaczynów bez dodatku pasty.

Na rys. 1 i 2 przedstawiono dyfraktogramy zaczynów z cementu C1. Z analizy dyfraktogramów tych próbek wynika, że po 2 dniach hydratacji nie występują refleksy portlandytu niezależnie od składu zaczynu. Refleksy portlandytu widać wyraźnie dopiero po 7 dniach. Po 90 dniach hydratacji intensywność pików portlandytu jest nieco większa w zaczynie bez dodatku pasty. Intensywność refleksu Ca(OH)<sub>2</sub> – d = 0.490 nm regularnie narasta w miarę przebiegu procesu hydratacji w obu zaczynach. Refleks portlandytu d = 0.263 nm zbiega się z refleksami minerałów klinkierowych: pochodzącym od C<sub>4</sub> AF – d = 0.264 nm oraz pochodzącym od fazy C<sub>3</sub>S – d = 0.262 nm. Refleks d = 0.275 nm, który pochodzi od faz C<sub>3</sub>S i C<sub>2</sub>S zbiega się z refleksem d = 0.279 nm, pochodzącym od powstającej fazy C–S–H. Ze względu na wymienione koincydencje trudno jest dokładnie prześledzić przebieg zmian intensywności refleksów minerałów klinkierowych. Jednakże po 90 dniach dojrzewania refleksy fazy C–S–H są znacznie bardziej intensywne

w zaczynach modyfikowanych pastą bitumiczną. Refleksy fazy  $C_3A$  występują tylko w zaczynach dwudniowych.

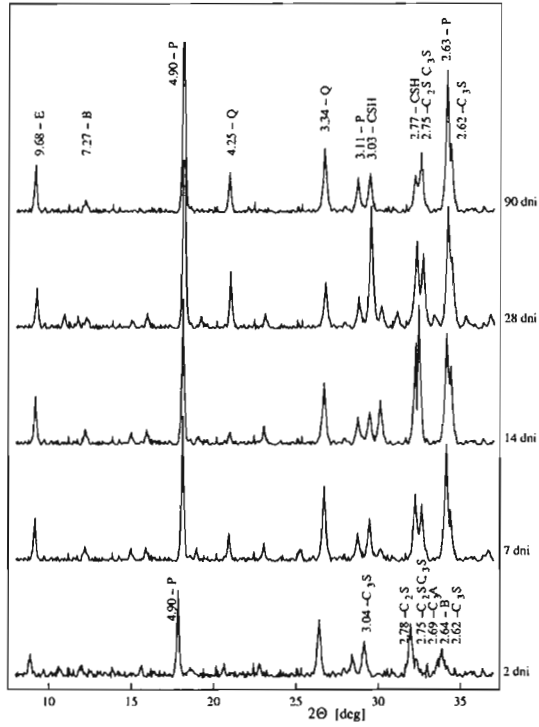


**Rys.1.** Rentgenogramy zaczynów z cementu C1 bez dodatku pasty bitumicznej

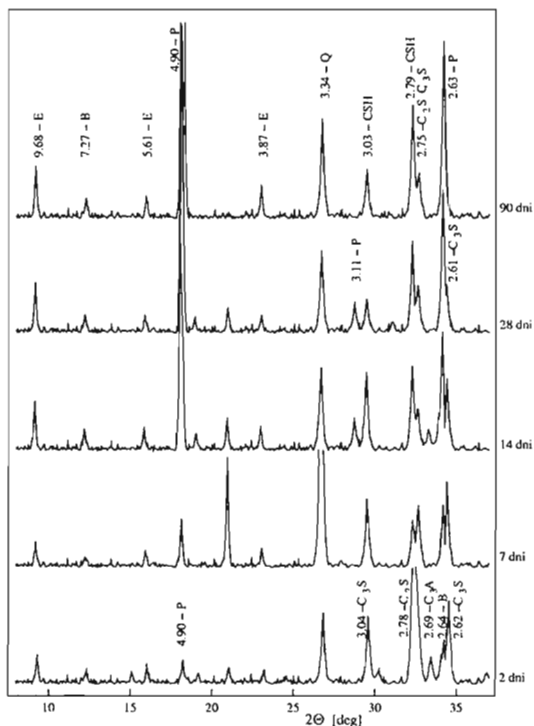


Rys. 2. Rentgenogramy zaczynów z cementu C1 z dodatkiem pasty bitumicznej (p/c=0.11)

Rysunki 3 i 4 przedstawiają dyfraktogramy zaczynów z cementem C2. W zaczynach dwudniowych intensywność refleksów minerałów klinkierowych jest znacznie większa w zaczynach z dodatkiem pasty. W zaczynach z cementu C2 po 2 dniach hydratacji występuje pik  $d = 0.490$  nm, pochodzący od portlandytu. Podobnie jak w zaczynach z cementu C1, po 90 dniach hydratacji intensywność refleksów  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  jest większa dla zaczynu kontrolnego, a intensywność refleksów pochodzących od fazy C-S-H jest większa w zaczynie modyfikowanym. Refleks  $\text{Ca}(\text{OH})_2 - d = 0.311$  nm jest wyraźnie widoczny w zaczynach zawierających pastę bitumiczną po 14 i 28 dniach twardnienia.



Rys. 3. Rentgenogramy zaczynów z cementu C2 bez dodatku pasty



Rys. 4. Rentgenogramy zaczynów z cementu C2 z dodatkiem pasty bitumicznej ( $p/c=0.095$ )

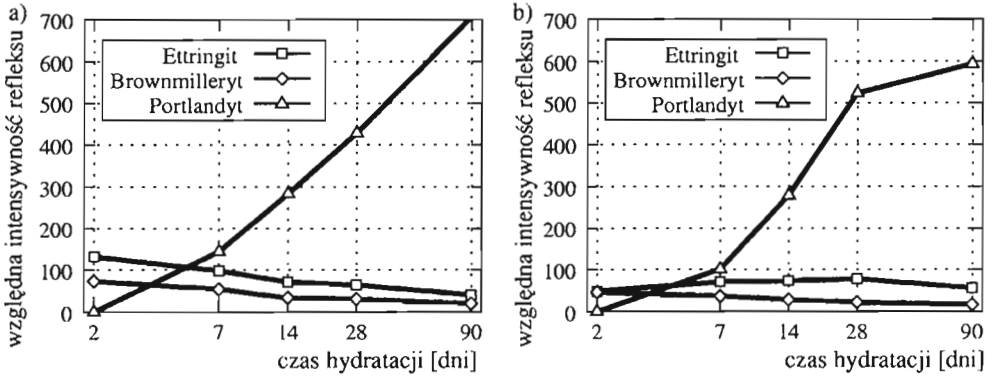
Zmiany intensywności refleksów pochodzących od kwarcu, który był wzorcem wewnętrznym, wynikają z zastosowanej metody badawczej – sposobu umieszczania próbek w rentgenografii. Przyciśnięcie próbki od góry powoduje, że kryształy kwarcu mogą być ułożone w różny sposób (uprzywilejowana orientacja kryształów) w warstwie powierzchniowej w próbkach tego samego zaczynu, badanych po różnych okresach dojrzewania.

### 4.3. Ilościowe określenie zawartości wybranych faz w zaczynach

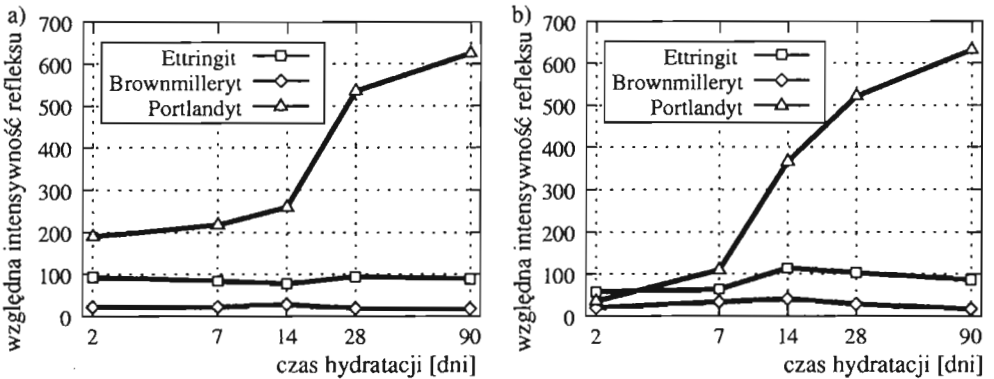
Na podstawie dyfraktogramów wyznaczono intensywności względne (w stosunku do intensywności wzorca wewnętrznego) wybranych refleksów dyfrakcyjnych dla następujących faz:

- Portlandyt  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  linia 4.90 Å,
- Ettringit  $\text{C}_3\text{A} \times 3\text{CaSO}_4 \times 32\text{H}_2\text{O}$  linia 9.68 Å,
- Brownilleryt  $4\text{CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times \text{Fe}_2\text{O}_3$  linia 7.27 Å.

Intensywność względną refleksów w stosunku do intensywności wzorcowego refleksu kwarcu, w zaczynach z cementu C1 przedstawiono na rys. 5, w zaczynach z cementu C2 – na rys. 6.



**Rys. 5.** Intensywność względną refleksów na rentgenogramach zaczynów z cementem C1; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.11$



**Rys. 6.** Intensywność względną refleksów na rentgenogramach zaczynów z cementem C2; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.095$

W zaczynach z cementu C1, zarówno z dodatkiem pasty jak i kontrolnego, po 2 dniach hydratacji nie występuje portlandyt. Intensywność refleksów ettringitu i brownmillerytu zmniejsza się. W dwudniowych zaczynach z cementu C2 występuje refleks portlandytu. Względna intensywność refleksów ettringitu i brownmillerytu utrzymuje się na tym samym poziomie przez 90 dni dojrzewania. Intensywność badanego refleksu od portlandytu po 90 dniach hydratacji we wszystkich za-

czynach jest porównywalna. Analizę ilościową przeprowadzono na wybranych pojedynczych refleksach, łatwych do wyodrębnienia, pomijając obecność innych refleksów tych samych faz.

## **5. Podsumowanie**

Analiza wyników badań pozwoliła stwierdzić, że cement portlandzki ulega procesowi hydratacji w obecności pasty bitumicznej, jednakże przebieg tego procesu jest odmienny niż w przypadku „czystego” cementu. Dodatek bitumiczny powoduje zmniejszenie ciepła twardnienia zaczynu. Ma to istotne znaczenie w tych dziedzinach budownictwa, w których stosowane są duże masywy betonowe (ze względu na ograniczenie temperatury wewnątrz masywów), ale jednocześnie wiąże się ze zmniejszeniem tempa narastania wytrzymałości betonu.

Na podstawie wyników badań rentgenograficznych stwierdzono, że dodatek pasty bitumicznej nie zmienia istotnie składu fazowego zaczynów w trakcie 90 dni dojrzewania. Różnice intensywności refleksów poszczególnych faz występowały w początkowym okresie – do 28 dnia twardnienia, jednakże względna intensywność refleksów, pochodzących od wybranych faz, oceniona ilościowo po 90 dniach dojrzewania, we wszystkich zaczynach była porównywalne.

## **Literatura**

- [1] Wieczorek G.: Protection of bridge platforms against the corrosive action of deicing agents, In: *Advances in Cement Chemistry*, W. Kurdowski (Ed.), Krakow, 1995.
- [2] Wieczorek G., Kosior – Kazberuk M.: Asphalt modified concretes and mortars. In: *Science of Cement and Concrete*. Kurdowski W, Gawlicki M. (Eds.), Kraków, 2001.
- [3] Wieczorek G.: Beton z dodatkiem asfaltu zwiększającym szczelność i odporność korozyjną. *Cement–Wapno–Beton* 6/1999.
- [4] Wieczorek G., Bobrowicz J.: Hydratacja cementu portlandzkiego 45 C<sub>45</sub> w obecności pasty bitumicznej i szkła wodnego w zaprawie Conbit. *Cement–Wapno–Gips*, 6/1990.
- [5] Kurdowski W.: *Chemia cementu*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1991.
- [6] Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Wyd. 4. Polski Cement, Kraków, 2000.

- [7] Kiernożycki W., Ślusarek J.: Examination of hardening heat of cement paste and concrete with chemical addings and mineral additions. W: Proceedings of International Colloquium „Advances in cement chemistry”, Kraków – Mogilany, 1997.
- [8] Peukert S.: Cementy powszechnego użytku i specjalne. Polski Cement, Kraków, 2000.
- [9] Wirgot S., Tenoutasse N.: X-ray powder diffraction study of solid solutions in the  $\text{Ca}_{9-x/2}\text{Na}_x\text{Al}_6\text{O}_{18}$  series. W: W. Kurdowski, M. Gawlicki (Eds.) Science of Cement and Concrete, Kraków, 2001.
- [10] Krzywobłocka – Laurów R.: Rentgenowska analiza dyfrakcyjna cementu. W: Materiały III Konferencji Naukowo–Technicznej „MATBUD’2000”, Kraków – Mogilany, 2000.

## EVALUATION OF THE ASPHALT ADDITION INFLUENCE ON PORTLAND CEMENT HYDRATION

**Summary:** The influence of asphalt addition, introduced in the form of bituminous paste, on Portland cement hydration was analysed using microcalorimetry and X-ray powder diffractometry. It was found out that the addition causes the reduction of heat emission process in cement paste during 48 h of hydration. The diffractonal X-ray analysis (qualitative and semi-quantitative) shown the bituminous paste has no significant effect on phase composition of cement paste during 90 days hardening.

**Key words:** cement paste, bituminous addition, hydration, hardening heat, X-ray diffractometry

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/2/04.



Marta Kosior–Kazberuk

## MIKROSTRUKTURA BETONU CEMENTOWEGO Z DODATKIEM BITUMICZNYM

**Streszczenie:** Skuteczną metodą ochrony materiałowo–strukturalnej obiektów betonowych i żelbetowych może być modyfikacja betonu przy zastosowaniu dodatku bitumicznego. Przeprowadzone badania za pomocą elektronowej mikroskopii skaningowej oraz ocena parametrów charakteryzujących porowatość betonu pozwoliły przeanalizować wpływ dodatku bitumicznego na mikrostrukturę materiału. Wyniki badań wskazują na możliwość kształtowania mikrostruktury stwardniałego zaczynu cementowego w kierunku uzyskania korzystnych właściwości użytkowych.

**Słowa kluczowe:** mikrostruktura betonu, dodatek bitumiczny, mikroskopia skaningowa, struktura porowatości

### 1. Wprowadzenie

Metody i sposoby zwiększania trwałości konstrukcji betonowych uzależnione są od stopnia agresywności środowiska. Podstawowym zabiegiem, w wyniku którego można uzyskać zwiększoną odporność betonu i żelbetu, jest ochrona materiałowo – strukturalna [1] polegająca na doborze składu lub odpowiednim kształtowaniu struktury oraz zabezpieczeniu betonu i zbrojenia w procesie wykonywania konstrukcji. Celem ochrony materiałowo – strukturalnej jest uzyskanie konstrukcji lub jej elementów, charakteryzujących się możliwie największą odpornością na wpływ środowisk agresywnych bez zabezpieczeń powierzchniowych. Cel ten osiąga się przez stosowanie składników betonu o zwiększonej odporności korozyjnej, wprowadzanie domieszek i dodatków zwiększających trwałość, kształtowanie mikrostruktury betonu, a także stosowanie specjalnych środków ochrony zbrojenia. Na niekorzystny wpływ otoczenia narażony jest przede wszystkim zaczyn cementowy i najlepszym sposobem jego zabezpieczenia jest zmniejszenie przepuszczalności betonu dla cieczy i gazów [2].

Modyfikacja betonu poprzez wprowadzenie, na etapie przygotowania mieszanki betonowej, roztworu asfaltu w rozpuszczalniku organicznym, w postaci pasty bitumicznej, może być efektywną formą ochrony materiałowo-strukturalnej zapraw i betonów cementowych [3,4]. Spoiwem tworzywa pozostaje uwodniony cement. Wprowadzenie do zarobu pasty bitumicznej zmienia strukturę porowatości, hydrofobizuje ścianki porów i ogranicza dostęp substancji agresywnych do wnętrza materiału.

## 2. Materiały i metody badań

### 2.1. Materiały i próbki zastosowane do badań

Przedmiotem badań były betony drobnoziarniste. Projektując mieszanki betonowe zachowano jednakową plastyczną konsystencję, co wymagało każdorazowo odpowiedniej korekty ilości potrzebnej wody zarobowej. Dodatek bitumiczny wprowadzano do zarobu poprzez zmniejszenie zawartości kruszywa, uwzględniając objętość zamienianych materiałów. Próbki betonowe wykonano przy zastosowaniu cementów portlandzkich CEM I 42.5 MSR NA (C1) oraz CEM I 42.5 HSR NA (C2), których skład podano w tabeli 1.

Tabela 1

Skład chemiczny stosowanych cementów

| Cement                 | Zawartość (% masy) |                                |                                |       |      |                 |                                   |
|------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|------|-----------------|-----------------------------------|
|                        | SiO <sub>2</sub>   | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | CaO   | MgO  | SO <sub>3</sub> | Na <sub>2</sub> O <sub>rown</sub> |
| CEM I 42.5 HSR NA (C1) | 21.23              | 4.08                           | 5.12                           | 64.80 | 0.75 | 2.33            | 0.49                              |
| CEM I 42.5 MSR NA (C2) | 21.07              | 3.45                           | 5.17                           | 65.01 | 0.84 | 1.79            | 0.54                              |

Jako kruszywo stosowano mieszaninę piasku rzeczno-grysowego i gysu bazaltowego o maksymalnym wymiarze ziarna do 8 mm. Składnikiem modyfikującym była pasta bitumiczna wytworzona przy zastosowaniu asfaltu przemysłowego, upłynnionego w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym, z dodatkami (np. środek powierzchniowo czynny). Zawartość cementu w badanych betonach była stała i wynosiła 450 kg/m<sup>3</sup>, a wartość stosunku w/c wahała się od 0.355 do 0.395, w zależności od zawartości pasty bitumicznej. Receptury betonów przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Skład mieszanek betonowych

| p/c   | w/c   | Ilość poszczególnych składników, kg/m <sup>3</sup> |                  |                 |               |      |
|-------|-------|----------------------------------------------------|------------------|-----------------|---------------|------|
|       |       | Cement                                             | Pasta bitumiczna | Piasek 0 – 2 mm | Grys 4 – 8 mm | Woda |
| 0.0   | 0.395 | 450                                                | –                | 806             | 988           | 178  |
| 0.095 | 0.380 | 450                                                | 42               | 760             | 940           | 171  |
| 0.11  | 0.370 | 450                                                | 49               | 758             | 936           | 166  |
| 0.13  | 0.355 | 450                                                | 58               | 754             | 930           | 160  |

Badania przeprowadzono na próbkach wykonanych według dwóch receptur, z każdego cementu, zawierających pastę bitumiczną, a także na próbkach kontrolnych, bez dodatku pasty. Stosunek p/c oznacza zawartość pasty bitumicznej w odniesieniu do masy cementu.

Badanie nasiąkliwości, gęstości objętościowej i wilgotności sorpcyjnej przeprowadzono na próbkach beleczkowych 4 × 4 × 16 cm.

## 2.2. Badanie struktury za pomocą elektronowej mikroskopii skaningowej

Mikroskopia skaningowa daje możliwość badania mikrostruktury i składu fazowego stwardniałego zaczynu cementowego [5]. W trakcie obserwacji mikroskopowych próbka jest naświetlana wiązką elektronów, które uzyskują przyspieszenie w polu elektrycznym o napięciu od 10 do 20 kV. Do obserwacji morfologii powierzchni materiałów wykorzystuje się emisję elektronów wtórnych przy napięciu przyspieszającym 20 kV. Typowy zakres wielkości ziaren, które mogą być obserwowane pod elektronowym mikroskopem skaningowym, wynosi od 1 μm do 400 μm [6].

Analiza mikroskopowa, wykonana na przełamach próbek [7-9], dotyczyła betonów z dodatkiem pasty bitumicznej i porównawczo betonów bez dodatku. Sporządzono preparaty do obserwacji obejmujące: fazę C-S-H, strefę kontaktową: kruszywozaczyn, pory w stwardniałym zaczynie.

Badania mikrostruktury betonu za pomocą mikroskopii skaningowej wykonano w Akademii Górniczo – Hutniczej w Krakowie.

## 2.3. Ocena parametrów charakteryzujących strukturę porowatości betonów

Całkowitą porowatość betonu  $p_c$  [%] oszacowano na podstawie zbadanych wielkości gęstości objętościowej [10] i właściwej [12], zgodnie z zależnością:

$$p_c = \frac{\rho_b - \rho_o}{\rho_b} \cdot 100,$$

gdzie  $\rho_b$ ,  $\rho_o$  – odpowiednio gęstość właściwa i objętościowa betonu, [kg/dm<sup>3</sup>].

Próbki przeznaczone do badania wilgotności sorpcyjnej, wysuszone do stałej masy, umieszczono w szczelnie zamykanej komorze na ruszcie nad wodą. Nasyca-  
nie zakończono, gdy wyniki dwóch kolejnych wagań w odstępie 24 h nie różniły  
się o więcej niż 0.5 g. Wilgotność sorpcyjną  $n_s$  [%] przyjmowano jako średnią  
z wyników badania trzech próbek, obliczonych wg wzoru:

$$n_s = \frac{m_m - m_s}{V} \cdot 100,$$

gdzie:

$m_m$ ,  $m_s$  – odpowiednio masa próbki nasyconej wodą i wysuszonej do stałej masy,  
[g],

$V$  – objętość próbki określona poprzez ważenie hydrostatyczne, [cm<sup>3</sup>].

Porowatość kapilarną betonu  $p_k$  [%] określono według:

$$p_k = \frac{n_w \cdot \rho_o}{\rho_w} \cdot 100,$$

gdzie:

$n_w$  – nasiąkliwość wagowa betonu,

$\rho_w$  – gęstość wody [kg/dm<sup>3</sup>].

Porowatość zamkniętą  $p_z$  [%] obliczono z różnicy porowatości całkowitej  $p_c$  i ka-  
pilarnej  $p_k$ .

Wskaźnik mikroporowatości betonu  $w_{mp}$  oznaczono zgodnie z zaleceniami  
[12]. Wskaźnik ten jest stosunkiem wilgotności sorpcyjnej betonu  $n_s$  (badanej przy  
wilgotności względnej powietrza ~ 95%), odniesionej do jego porowatości kapilar-  
nej  $p_k$ . Wskaźnik służy do oszacowania zawartości w betonie porów o promieniu  
mniejszym od 100 nm. Jest wielkością niemianowaną, zawiera się w granicach od  
0 do 1. Im jego wartość jest większa, tym zawartość mezoporów w materiale jest  
większa.

Porowatość betonów, wykonanych przy zastosowaniu cementu C1, i rozkład  
porów w zakresie promieni 5 ÷ 7500 nm określono za pomocą porozymetru ręc-  
ciowego. Metoda określania rozkładu porów polega na wypełnieniu ręciami porów  
w próbce pod ciśnieniem wzrastającym od 0.013 MPa do ciśnienia atmosferyczne-  
go, z rejestracją zmian poziomu ręcici za pomocą katetometru, a następnie od ci-  
śnienia atmosferycznego do 200 MPa.

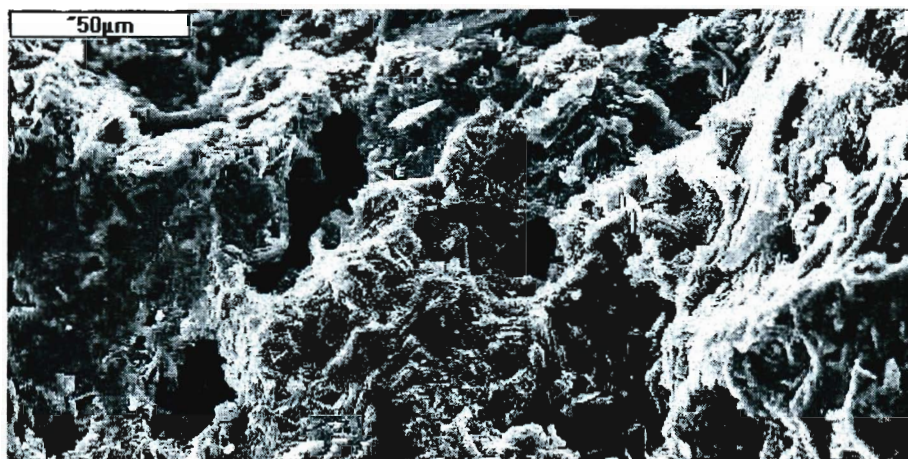
### 3. Wyniki badania mikrostruktury za pomocą elektronowej mikroskopii skaningowej

Badania prowadzone na przełamach próbek umożliwiły jakościową ocenę wpływu dodatku pasty bitumicznej na mikrostrukturę i skład fazowy stwardniałego zaczynu cementowego. W betonach bez dodatku pasty występuje typowa zbita forma fazy C-S-H (rys. 1, 4). Dodatek pasty w ilości występującej w badanych betonach wpływa na powstawanie fazy C-S-H o zróżnicowanej morfologii – od żelowej do włóknistej, przy czym dominuje forma włóknista [6]. Można wyróżnić uwodnione krzemiany, płytkowe kryształy portlandytu, słupkowe kryształy ettringitu, jednakże trudno zaliczyć powstające formy do form typowych – dodatek bitumiczny wyraźnie je modyfikuje (rys. 3). Obserwacje mikroskopowe pozwoliły stwierdzić wpływ dodatku na strukturę porowatości stwardniałych zaczynów. Na fotografiach próbek betonów z dodatkiem pasty – rys. 1b,c i 4b,c – widać zamknięte pory powietrzne, których brak w próbkach betonów kontrolnych. Pory powietrzne są głębokie, mają nieregularne kształty, występują w skupiskach po kilka sztuk. Pasta bitumiczna nie gromadzi się w tych porach, ale może pokrywać cienką warstwą ich ścianki.

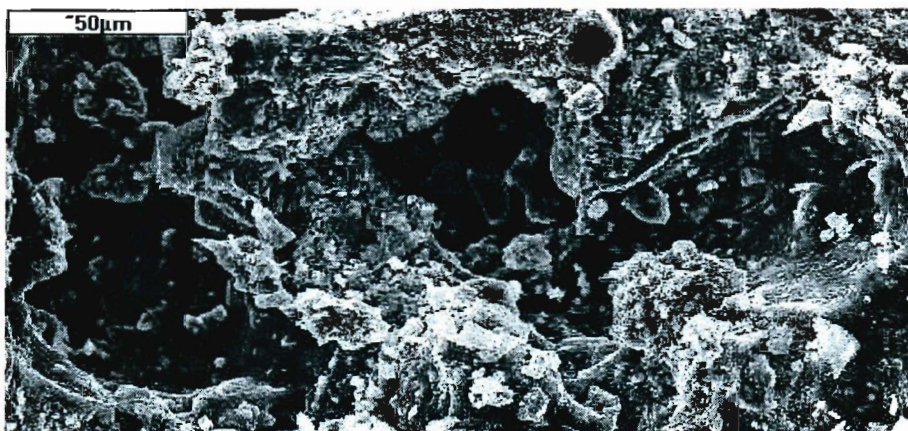
a)



b)



c)

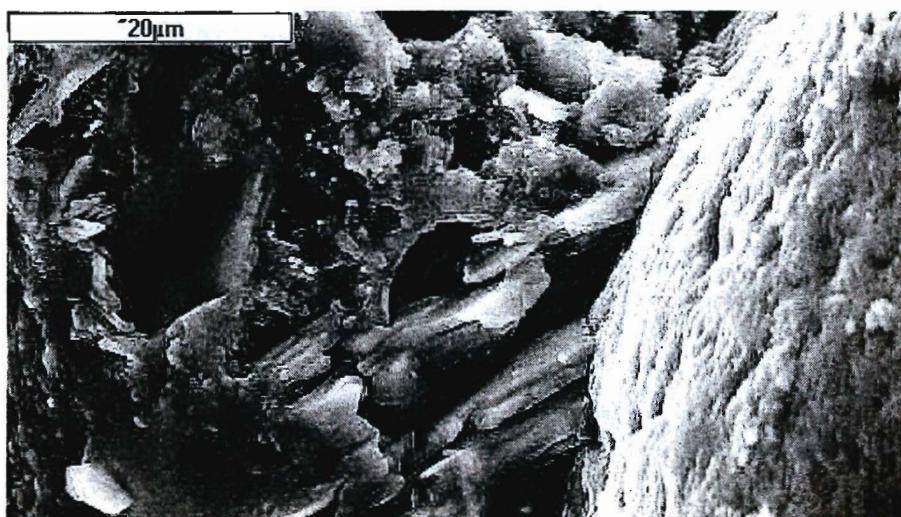


**Rys. 1.** Widok fazy C-S-H w próbkach betonów z cementem C1, pow.  $\times 500$ ; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.11$ , c)  $p/c=0.13$

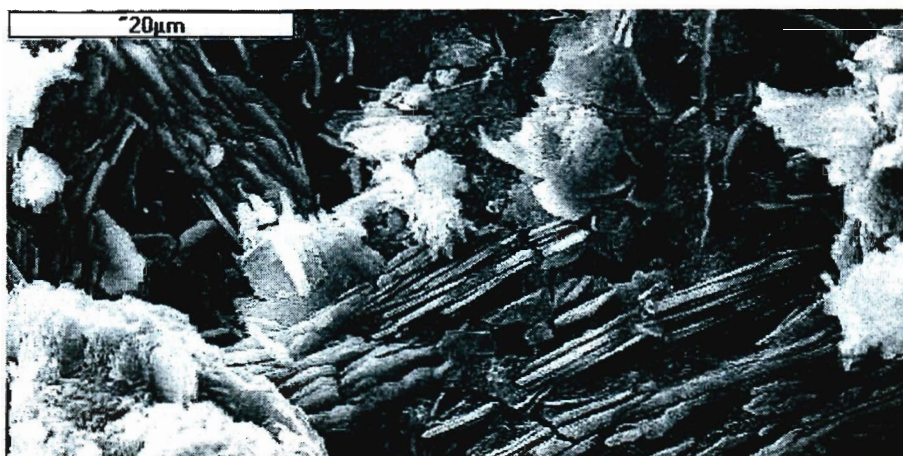
a)



b)

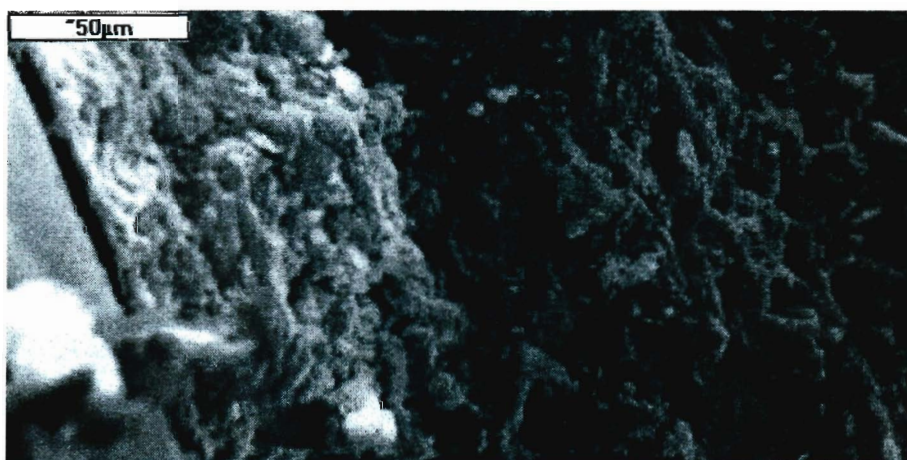


**Rys. 2.** Strefa kontaktowa kruszywo–zaczyn w próbkach betonów z cementem C1, pow.  $\times 2000$ ; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.11$



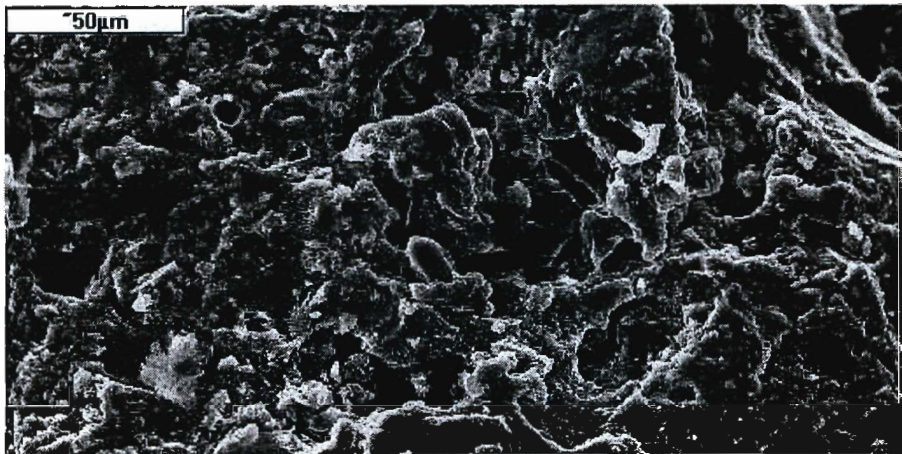
Rys. 3. Zmodyfikowana faza C-S-H w próbce z cementem C1,  $p/c=0.13$ , pow.  $\times 2000$

a)

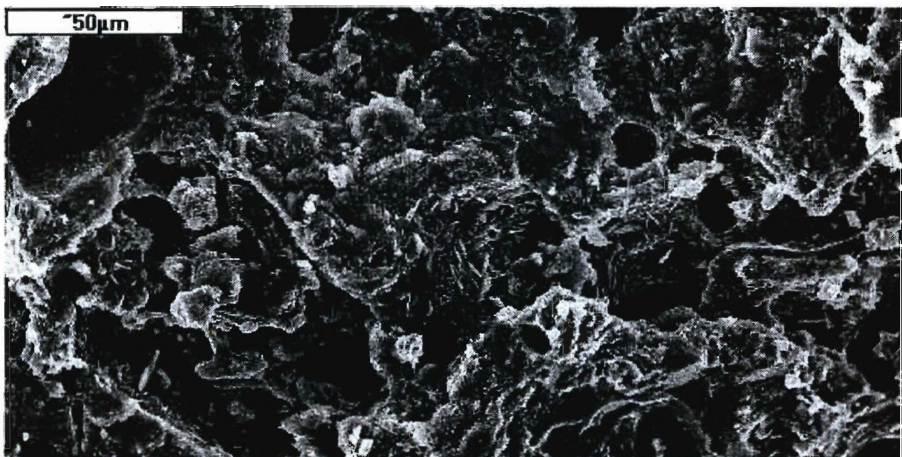




b)

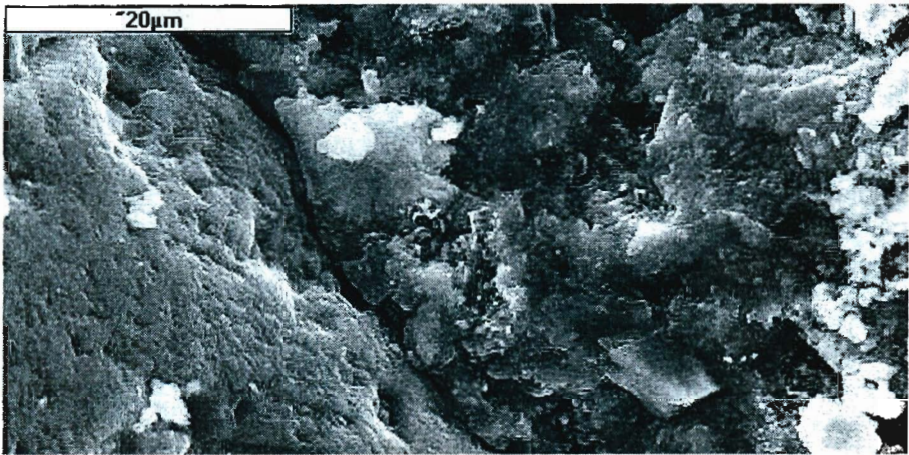


c)

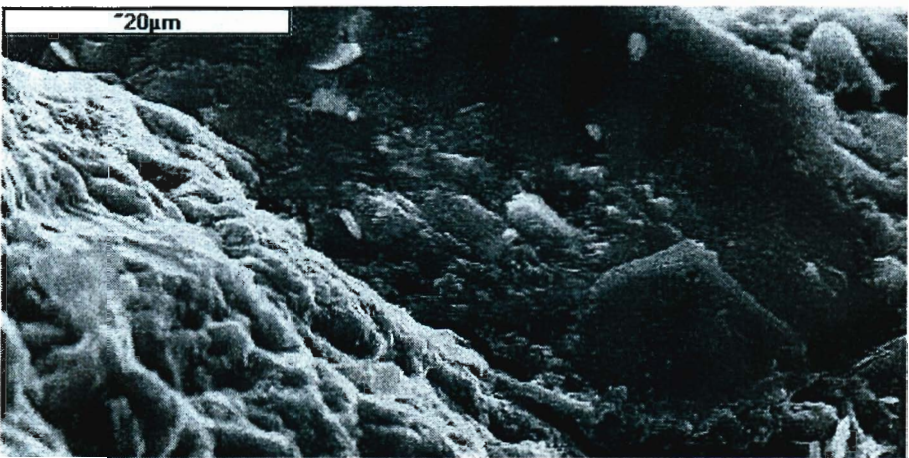


Rys. 4. Widok fazy C-S-H w próbkach betonów z cementem C2, pow.  $\times 500$ ; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.095$ , c)  $p/c=0.11$

a)



b)



c)



Rys. 5. Strefa kontaktowa: kruszywo-zaczyn w próbkach betonów z cementem C2, pow.  $\times 2000$ ; a)  $p/c=0.0$ , b)  $p/c=0.095$ , c)  $p/c=0.11$

Na fotografiach – rys. 2 i 5 – przedstawiono strefę kontaktową: kruszywo-zaczyn w badanych betonach. Jak wynika z obserwacji porównawczych próbek betonów z dodatkiem pasty i próbek kontrolnych, pasta nie modyfikuje granicy międzyfazowej, nie gromadzi się w tej strefie, a zatem nie przyczynia się do jej osłabienia.

#### 4. Charakterystyka struktury porowatości betonów

Wartości parametrów, charakteryzujących w sposób ogólny strukturę porowatości badanych betonów, przedstawiono w tabeli 3, a wyniki badania porowatości betonów z cementem C1 w zakresie promieni  $5 \div 7500$  nm – w tabeli 4.

Tabela 3

Parametry charakteryzujące strukturę porowatości betonów

| Cement | p/c   | Porowatość całkowita % | Porowatość kapilarna % | Porowatość zamknięta % | Wskaźnik mikroporowatości – |
|--------|-------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| C1     | 0.0   | 12.88                  | 10.21                  | 2.67                   | 0.54                        |
|        | 0.11  | 14.15                  | 4.32                   | 9.83                   | 0.77                        |
|        | 0.13  | 14.09                  | 4.40                   | 9.69                   | 0.59                        |
| C2     | 0.0   | 12.69                  | 10.30                  | 2.39                   | 0.57                        |
|        | 0.095 | 14.23                  | 4.46                   | 9.77                   | 0.79                        |
|        | 0.11  | 14.60                  | 4.66                   | 9.94                   | 0.61                        |

Analiza wartości obliczonych parametrów potwierdziła wyniki badań za pomocą mikroskopii skaningowej mówiące o znacznym wpływie dodatku bitumicznego na strukturę porowatości. Całkowita porowatość betonów z dodatkiem jest większa niż porowatość betonów kontrolnych. Jednakże porowatość kapilarna w ogólnej porowatości betonów zawierających pastę jest niewielka, ponad dwukrotnie mniejsza niż dla betonów bez dodatku pasty. Porowatość zamknięta betonów modyfikowanych jest znacznie większa niż porowatość betonów kontrolnych. Na porowatość zamkniętą tych betonów składają się zamknięte pory powietrzne, wysokie wartości wskaźnika mikroporowatości wskazują ponadto na występowanie dużej ilości porów o promieniu mniejszym od 100 nm.

Tabela 4

Wyniki badań porozymetrycznych betonów z cementem C1 w zakresie promieni 5 + 7500 nm

| p/c  | Porowatość cm <sup>3</sup> /g | pory o promieniu [%] |           |             |              |
|------|-------------------------------|----------------------|-----------|-------------|--------------|
|      |                               | 5–30 nm              | 30–200 nm | 200–1000 nm | 1000–7500 nm |
| 0.0  | 0.0296                        | 22.7                 | 55.3      | 18.6        | 3.4          |
| 0.11 | 0.0327                        | 69.9                 | 15.4      | 6.8         | 7.9          |
| 0.13 | 0.0334                        | 65.4                 | 16.1      | 8.9         | 9.6          |

Podobne wnioski wynikają z analizy rezultatów badania rozkładu porów o promieniu od 5 do 7500 nm, przeprowadzonego dla betonów z cementem C1 (tabela 4). W betonach zawierających pastę bitumiczną dominują pory drobne, a zawartość porów kapilarnych jest znacznie mniejsza niż w betonie kontrolnym.

## 5. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika, że dodatek w postaci pasty bitumicznej istotnie wpływa na strukturę porowatości betonu. Wskazują na ten fakt zarówno wyniki badań porozymetrycznych, jak i oznaczeń parametrów, charakteryzujących w sposób ogólny strukturę porowatości, oraz analizy wykonane za pomocą mikroskopu skaningowego. Dodatek pasty bitumicznej znacznie ogranicza porowatość kapilarną (otwartą) w ogólnej porowatości betonu, zwiększając zawartość dużych porów zamkniętych oraz porów najdrobniejszych. Taki układ struktury porowatości pozwala osiągnąć małą nasiąkliwość i wysoką mrozoodporność materiału, ale jednocześnie przyczynia się do obniżenia wytrzymałości materiału. Właściwości użytkowe betonu modyfikowanego pastą bitumiczną umożliwiają stosowanie go w obiektach, w których decydujące znaczenie ma odporność materiału na oddziaływanie zewnętrznych czynników agresywnych, a nie wyłącznie jego wytrzymałość.

## Literatura

- [1] PN-86/B-01811 Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Ochrona materiałowo-strukturalna. Wymagania.
- [2] Fagerlund G.: Trwałość konstrukcji betonowych. Arkady, Warszawa 1997.
- [3] Wieczorek G.: Beton z dodatkiem asfaltu zwiększającym szczelność i odporność korozyjną. Cement-Wapno-Beton 6/1999.
- [4] Wieczorek G., Kosior – Kazberuk M.: Beton cementowy z dodatkiem asfaltu na pomosty mostów żelbetowych. Cement-Wapno-Beton 5/2000.
- [5] Fiertak M., Kańka S.: Zastosowanie badań strukturalnych do oceny zagrożenia konstrukcji betonowych korozją siarczanową. Ochrona przed korozją, 5/97.
- [6] Kurdowski W., Trybalska B.: Zastosowanie elektronowej mikroskopii skaningowej do badania zaczynu cementowego. W: Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „MATBUD’2000”, Kraków – Mogilany, 28–30 czerwca 2000.
- [7] Grzeszczyk S., Matuszek – Chmurowska A.: Mikrostruktura strefy przejściowej kruszywo-zaczyn w betonach wysokowartościowych. W: Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „MATBUD’2000”, Kraków – Mogilany, 28–30 czerwca 2000.

- [8] Diamond S., Huang J.: The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 23, 2001.
- [9] Diamond S.: Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in concrete. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 23, 2001.
- [10] PN-85/B-04500 Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych.
- [11] PN-76/B-06714.02 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie gęstości w kolbie Le Chateliera.
- [12] GOST 12730.4-78 Bietony. Metody opriedielenia pokazatielej poristosti.

## MICROSTRUCTURE OF CEMENT CONCRETE WITH BITUMINOUS ADDITION

**Summary:** The modification of concrete with bituminous addition may be an effective method of concrete and reinforced concrete structures protection. On the ground of SEM observations and the parameters describing the porosity system, the influence of bituminous addition on concrete microstructure was analysed. The test results indicate the possibility of composite properties forming directed towards obtaining the advantageous applicable qualities.

**Key words:** microstructure of concrete, bituminous addition, SEM, porosity system

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/6/03.

Edwin Koźniewski, Marcin Orłowski

## ALGORYTM ZMNIEJSZANIA WIELKOŚCI ODPADÓW PRĘTOWYCH MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

**Streszczenie:** W pracy sformułowano pełny matematyczny opis algorytmu minimalizującego wielkość odpadów prętowych materiałów budowlanych, rozwiązującego tzw. problem rozkroju, znany w badaniach operacyjnych. Algorytm zaimplementowano w języku PASCAL.

**Słowa kluczowe:** problem rozkroju, programowanie liniowe, odpady, materiały dłużycowe.

### 1. Ogólna charakterystyka problemu

Z problemem zmniejszania wielkości odpadów powstających w wyniku cięcia materiałów prętowych na elementy określonej wielkości mamy do czynienia wtedy, gdy ponowne połączenie rozciętych elementów jest już technologicznie niemożliwe (rozcięcie belek drewnianych, krokwi, desek, tafli szkła okiennego, a także prętów stali zbrojeniowej). Optymalne wykorzystanie surowca dotyczy bowiem każdej dziedziny produkcji, zwłaszcza gdy surowiec jest szczególnie cenny. Dotyczy to szczególnie optymalnego wykorzystania drewna, płyt, desek, gdy z kilku rodzajów elementów wykonujemy pewną określoną liczbę rodzajów produktów.

W przeprowadzeniu każdego procesu technologicznego, w trakcie robót budowlanych na placu budowy lub w zakładach zlokalizowanych poza placami budów, a więc w trakcie deskowania, zbrojenia oraz betonowania, niezbędne są działania optymalizujące zużycie materiałów. W literaturze zagadnienie to nazywa się *problemem rozkroju* i ma sens o wiele bardziej ogólny. Problem ten jest tam ilustrowany przykładami [1,3] i konkretnymi rozwiązaniami. Nie ma w literaturze określonych ogólnie algorytmów, które można by zaimplementować w wybranych

języku programowania. Problem rozkroju rozwiązuje się jako zadanie programowania liniowego (PL), co przy szerokim dostępie do powszechnych implementacji komputerowych różnych modeli programowania liniowego nie nastęrcza większych trudności. O wiele bardziej złożoną i trudniejszą do wykonania część wstępną (opracowanie danych wejściowych dla programu liniowego) przygotowuje się „ręcznie”. Ponieważ z rozkrojem mamy bardzo często do czynienia w produkcji budowlanej, autorzy postanowili rozwiązanie tego rodzaju zadania zautomatyzować poprzez sformułowanie modelu, opisanie algorytmu i napisanie odpowiedniego programu komputerowego rozwiązującego problem cięcia.

Omawiane zadanie można rozwiązywać metodami symulacyjnymi z pominięciem programowania liniowego [2]. Symulacja w modelu, gdzie mamy dokonać cięcia podłużnego elementu o danej długości  $L$  (np. rury, pręta, deski) na  $m$  rodzajów odcinków o długości  $l_i$  ( $i=1,2,\dots,m$ ), polega na losowaniu poszczególnych odcinków dotąd, aż suma ich długości będzie równa lub przekroczy długość elementu poddanego cięciu [2].

Uogólniony model omówionego wstępnie zagadnienia jest przedmiotem niniejszego artykułu.

## 2. Sformułowanie i rozwiązanie problemu

Wyjdźmy od następującego problemu. Materiał użyty jako surowiec, z którego produkowane są elementy (pręty, płyty, belki itp.) o wymiarach:

$$b_1, b_2, \dots, b_m \quad (1)$$

dostępny jest w  $n$  rodzajach elementów o wymiarach

$$a_1, a_2, \dots, a_n \quad (2)$$

Produkcja polega na cięciu większych elementów na mniejsze o wymiarach (1). Każdy  $j$ -ty element surowca może być cięty na  $l_j$  sposobów. Przy czym zapotrzebowanie na poszczególne rodzaje elementów produkowanych wyraża się wektorem

$$\mathbf{p} = \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_m \end{bmatrix} \quad (3)$$



Niech więc liczby

$$l_1, l_2, \dots, l_m \quad (4)$$

oznaczają moce zbiorów możliwości rozcięcia elementów surowca na produkowane elementy (1). Mamy więc zależności

$$\sum_{i=1}^m c_{ij}^{l_j} b_i \leq a_j \quad (5)$$

przy czym zachodzi nierówność

$$a_j - \sum_{i=1}^m c_{ij}^{l_j} b_i < \min \{ b_1, b_2, \dots, b_m \}. \quad (6)$$

Oznaczmy przez  $d_{ij} = E\left(\frac{a_j}{b_i}\right)$ , gdzie  $E(x)$  oznacza część całkowitą (entière)

liczby  $x$ , dla  $i=1, 2, \dots, m$ ;  $j=1, 2, \dots, n$  oraz przez  $I_{ij}$  przedział liczbowy  $I_{ij} = [0, d_{ij}]$  w zbiorze liczb całkowitych. Opisujemy wówczas dziedzinę nierówności (5)

w postaci produktu kartezjańskiego  $I = \times_{i=1}^m (\times_{j=1}^n I_{ij})$ .

Rozwiązaniem nierówności (5) jest macierz

$$\begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ c_{m1} & c_{m2} & \dots & c_{mn} \end{bmatrix}, \quad (7)$$

gdzie kolumna  $\begin{bmatrix} c_{1j} \\ c_{2j} \\ \cdot \\ c_{mj} \end{bmatrix}$  pokazuje jak rozciąć  $j$ -ty rodzaj elementów surowca (2) na

elementy (1).

Znalezienie rozwiązania odbywać się będzie poprzez rozwiązanie programu PL. Wcześniej, uniwersalną metodą kombinatoryczną, możliwie efektywną w czasie, utworzony zostanie zbiór rozwiązań dopuszczalnych, poprzez realizację wszystkich dopuszczalnych możliwości, tj. przez przeglądnięcie wszystkich możliwości z dziedziny ( $0 \leq c_{ij} \leq d_{ij}$  dla  $i=1, 2, \dots, m$ ;  $j=1, 2, \dots, n$ ), spełniających warunki

(5) i (6). Metoda ta będzie na pewno efektywna w czasie dla niewielkich parametrów  $m, n$ . Dla większych wartości tych parametrów należy zastanowić się nad zadowalającym sposobem przeglądania zbioru wszystkich możliwości. W praktyce jednak będziemy mieć do czynienia z sytuacją pierwszą.

Dzięki przyjętemu algorytmowi przeglądania, otrzymujemy macierz  $\mathbf{A}$ , w której wyodrębnione wizualnie podmacierze stanowią rozwiązania nierówności (5) i (6) dla poszczególnych wartości  $j$  ( $j=1,2,\dots,n$ )

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} c_{11}^1 & c_{11}^2 & \dots & c_{11}^{l_1} & | & c_{12}^1 & c_{12}^2 & \dots & c_{12}^{l_2} & | \dots & c_{1n}^1 & c_{1n}^2 & \dots & c_{1n}^{l_n} \\ c_{21}^1 & c_{21}^2 & \dots & c_{21}^{l_1} & | & c_{22}^1 & c_{22}^2 & \dots & c_{22}^{l_2} & | \dots & c_{2n}^1 & c_{2n}^2 & \dots & c_{2n}^{l_n} \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & | & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & | \dots & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \dots & \dots & \dots & \dots & | & \dots & \dots & \dots & \dots & | \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{m1}^1 & c_{m1}^2 & \dots & c_{m1}^{l_1} & | & c_{m2}^1 & c_{m2}^2 & \dots & c_{m2}^{l_2} & | \dots & c_{mn}^1 & c_{mn}^2 & \dots & c_{mn}^{l_n} \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Rozwiązując układ nierówności (5) i (6) każdorazowo otrzymujemy wartość  $o_j^k = a_j - \sum_{i=1}^m c_{ij}^{l_j} b_{ij}$ , gdzie  $k=1,2,\dots,l_1+l_2+\dots+l_n$ , czyli tzw. *odpad* (część materiału niedająca się wykorzystać w omawianym procesie produkcyjnym). Wartości te utworzą wektor odpadów

$$\mathbf{o} = [o_1^1 \quad o_1^2 \quad \dots \quad o_1^{l_1} \quad | \quad o_2^1 \quad o_2^2 \quad \dots \quad o_2^{l_2} \quad | \dots \quad o_n^1 \quad o_n^2 \quad \dots \quad o_n^{l_n}] \quad (9)$$

Oznaczmy przez  $\mathbf{x}$  wektor niewiadomych

$$\mathbf{x} = [x_1^1 \quad x_1^2 \quad \dots \quad x_1^{l_1} \quad | \quad x_2^1 \quad x_2^2 \quad \dots \quad x_2^{l_2} \quad | \dots \quad x_n^1 \quad x_n^2 \quad \dots \quad x_n^{l_n}]^T \quad (10)$$

Macierz (8) będzie podstawową macierzą dla programu liniowego PL, macierz jednowierszowa (9) – wektorem funkcji celu, macierz jednokolumnowa (3) – wektorem wyrazów wolnych (prawych stron nierówności ograniczeń). Niech (10) będzie macierzą jednokolumnową niewiadomych. Zadanie PL ma więc następującą postać:

*Znaleźć minimum funkcji  $f(\mathbf{x})=\mathbf{o}\mathbf{x}$  przy ograniczeniach  $\mathbf{A}\mathbf{x}\geq\mathbf{p}$ ,  $\mathbf{x}\geq\mathbf{0}$ .*

### 3. Opis algorytmu

Schemat algorytmu rozwiązania przedstawiono na rysunku 1. Schemat obejmuje jedynie etapy wyznaczenia macierzy  $A$ ,  $o$ ,  $p$ . Jest zresztą realizacją algebraicznej definicji macierzy  $A$ ,  $o$ ,  $p$ , omówioną w poprzednim punkcie. Dalszą część rozwiązania zadania znajdujemy korzystając z dobrze znanych (gotowych) procedur rozwiązania programu liniowego PL. Program komputerowy zawiera procedurę rozwiązującą zadanie programowania liniowego, pochodzącą z monografii [4].



Rys. 1. Schemat blokowy określania macierzy wejścia dla programu PL

## 4. Przykłady

### Przykład 1.

Rozważmy następujące zadanie. Na pewnym etapie budowy obiektu deski o długości 3,8 m i 5,6 m są cięte na kawałki 1,2 m, 1,6 m, 1,9 m. Do realizacji procesu budowlanego potrzeba jest 300 desek o długości 1,2 m, 300 desek o długości 1,6 m i 100 desek o długości 1,9 m. Jaką liczbę dłużyc i w jaki sposób należy pociąć, aby uzyskać jak najmniej odpadu. Przez odpad rozumiemy deskę o długości mniejszej niż 1,2 m.

Zgodnie z przyjętymi oznaczeniami mamy dane wejściowe:  $n=2$ ;  $m=3$ ;

$$a_1=3,8, a_2=5,6; b_1=1,2, b_2=1,6, b_3=1,9 \text{ i wektor } \mathbf{p} = \begin{bmatrix} 300 \\ 300 \\ 100 \end{bmatrix}.$$

W wyniku działania pierwszej części programu (realizacji opisanego w poprzednim paragrafie, algorytmu) otrzymujemy wartości  $l_1=5$ ,  $l_2=8$  i macierze:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 3 & 0 & 1 & 0 & 0 & | & 4 & 3 & 3 & 2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 0 & | & 0 & 0 & 1 & 2 & 1 & 2 & 3 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 2 & | & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{o} = [0,2 \quad 0,6 \quad 0,7 \quad 0,3 \quad 0 \quad | \quad 0,8 \quad 0,1 \quad 0,4 \quad 0 \quad 0,9 \quad 0,5 \quad 0,8 \quad 0,2].$$

Po uwzględnieniu macierzy  $\mathbf{p} = \begin{bmatrix} 300 \\ 300 \\ 100 \end{bmatrix}$  mamy pełny zestaw danych wejściowych dla procedury rozwiązującej zadanie PL. Rozwiązując zadanie otrzymujemy rozwiązanie  $x_5=50$ ,  $x_9=150$ . Oznacza to, że w celu optymalnego rozwiązania zadania należy wziąć (zakupić) 50 sztuk dłużyc pierwszego rodzaju (3,8 m) oraz 150 sztuk dłużyc drugiego rodzaju (5,6 m). Zauważmy, że materiał jest wykorzystany idealnie, bowiem całkowity odpad wynosi 0. Jest to wyjątkowa struktura danych wejściowych ( $f(\mathbf{x})=\mathbf{o}\mathbf{x}=0$ ). Wystarczy zmienić dane wejściowe, np. przyjąć, że  $a_1=3,9$ ,  $a_2=5,7$  i już  $f(\mathbf{x})\neq 0$  ( $f(\mathbf{x})=\mathbf{o}\mathbf{x}=50\cdot 0,1+150\cdot 0,1=20$  m).

Wprowadzie opisany model dotyczy zagadnienia cięcia (rozkroju) materiałów dłużycowych, lecz może być także wykorzystany do optymalizacji podziału materiałów w postaci płyt (dwuwymiarowych) i do optymalizacji przewozów materiałów sypkich (objętościowych) w określonych rodzajach opakowań. W pierwszym

przypadku zakłada się, że elementy w rozkroju ułożone są w jednym kierunku, w drugim przypadku kształt opakowań i kształt kontenera dopuszcza załadowanie materiału, jeśli tylko masa nie przekracza ładowności środków transportu. Za pomocą opisanego modelu można więc rozwiązać zadania sformułowane przykładach 2 i 3.

### Przykład 2.

Firma układająca wykładzinę na podłodze, w ramach robót wykończeniowych, wykorzystuje bele o szerokości 2,1 m oraz bele o szerokości 4,2 m, układając w arkuszach o szerokości 0,5 m i 1,4 m. Obliczono, że zapotrzebowanie na wykładzinę jest następujące: 1200 mb o szerokości 0,5 m oraz 1800 o szerokości 1,4 m. Jak pociąć otrzymane bele, aby odpad powstały przy cięciu był jak najmniejszy? Jaka będzie wielkość odpadu przy zastosowaniu optymalnego sposobu cięcia?

Zgodnie z przyjętymi oznaczeniami mamy dane wejściowe:  $n=2$ ;  $m=2$ ;  $a_1=2,1$ ,  $a_2=4,2$ ;  $b_1=0,5$ ,  $b_2=1,4$  i wektor  $\mathbf{p} = \begin{bmatrix} 1200 \\ 1800 \end{bmatrix}$ .

W wyniku działania pierwszej części programu (realizacji algorytmu opisanego w poprzednim punkcie) otrzymujemy wartości  $l_1=2$ ,  $l_2=4$  i macierze:

$$\mathbf{A} = \left[ \begin{array}{cc|ccc} 4 & 1 & 8 & 5 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 2 & 3 \end{array} \right],$$

$$\mathbf{o} = [0,1 \quad 0,2 \quad | \quad 0,2 \quad 0,3 \quad 0,4 \quad 0].$$

Otrzymujemy rozwiązanie  $x_3=150$  (trzeci sposób rozkroju w 150 przypadkach),  $x_6=600$  (szósty sposób rozkroju w 600 przypadkach), przy odpadzie 30 m. Chociaż jest to odpad minimalny, jest on jednak relatywnie duży i przy projektowaniu zaopatrzenia należy zastanowić się nad możliwością wykorzystania odpadu.

### Przykład 3.

Przedsiębiorstwo żeglugowe dysponuje barkami do przewożenia drobnicy o ładowności 8 i 10 ton. Klient dostarczył 350 t drobnicy w opakowaniach 2,5 t, 240 t w opakowaniach 3 t i 360 t w opakowaniach 4,5 t. Zoptymalizować przewóz drobnicy przy maksymalnym wykorzystaniu ładowności barek, jeśli wiadomo, że maksymalna liczba użytych barek o ładowności 8 t nie może przekroczyć 17.

Zgodnie z przyjętymi oznaczeniami mamy dane wejściowe:  $n=2$ ;  $m=3$ ;  $a_1=8$ ,

$$a_2=10; b_1=2,5, b_2=3, i b_3=4,5 \text{ wektor } \mathbf{p} = \begin{bmatrix} 140 \\ 80 \\ 80 \end{bmatrix}, \text{ gdzie } \begin{bmatrix} 140 = \frac{350}{2,5} \\ 80 = \frac{240}{3} \\ 80 = \frac{360}{4,5} \end{bmatrix}.$$

W wyniku działania pierwszej części programu (realizacji algorytmu opisanego w poprzednim punkcie) otrzymujemy wartości  $l_1=4$ ,  $l_2=6$  i macierze:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 & 0 & | & 4 & 2 & 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & | & 0 & 1 & 0 & 1 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & | & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{o} = [0,5 \quad 0 \quad 1 \quad 0,5 \quad | \quad 0 \quad 2 \quad 0,5 \quad 0 \quad 1 \quad 1].$$

Przykład ten wskazuje na konieczność dalszego uogólnienia modelu. I tak: przy przyjętych oznaczeniach zachodzi konieczność wprowadzenia nierówności zadość czyniącej warunkowi nieprzekroczenia liczby (17) barek o mniejszej ładowności (8 t):

$$x_1 + x_2 + x_3 + x_4 \leq 17. \quad (11)$$

Fakt ten sugeruje uogólnienie modelu poprzez wprowadzenie dodatkowych ograniczeń podziałów w pewnych grupach surowca przeznaczonego do produkcji

$$\sum_{s=l_i+1}^{l_{i+1}} x_s \leq q_i, \quad (12)$$

gdzie umownie przyjmujemy  $l_0=0$ ,  $i=1,2,\dots,n$ . Dla tych  $i$ , dla których nie ma ograniczeń (można umówić się, że wówczas  $q_i=\infty$ ) nierówności (12) pomijamy.

Rozwiązanie przykładu 3 jest następujące:  $x_5=15$ ,  $x_8=80$ . Oznacza to, że przyjmujemy wariant piąty (załadowanie towaru na 15 barek ośmiotonowych) i ósmy (załadowanie towaru na 80 barek dziesięcotonowych). Rozwiązanie ogólnego problemu rozkroju obejmującego jak najwięcej przypadków, w tym dla obiektów płaskich i trójwymiarowych, jest sprawą dalszych poszukiwań autorów.

Na koniec warto zauważyć, że przytoczone przykłady wskazują, iż możliwości zastosowania modeli inspirowanych zagadnieniami z zakresu budownictwa wychodzą daleko poza dziedzinę budownictwa.

## **Literatura**

1. Czerwiński Z.: *Matematyka na usługach ekonomii*. PWN, Warszawa, 1983.
2. Jaworski K. M.: *Metodologia projektowania realizacji budowy*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1999.
3. *Badania operacyjne w przykładach i zadaniach* pod red. K. Kukuły. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1993.
4. Sysło M.M., Deo N., Kowalik J.S.: *Algorytmy optymalizacji dyskretnej*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1995.

### **ALGORITHM MINIMIZING WASTE MATERIAL OF LOG BUILDER'S MATERIALS**

**Summary:** In work a complete mathematical description of the algorithm minimizing waste material at cutting problem of builder's log materials is formulated. The computer implementation of this algorithm in the language of programming Pascal is executed.

**Keywords:** cutting problem, simplex method, waste materials, element of log.

Wykonano w ramach pracy S/IIB/5/2002.





Janusz Krentowski, Piotr Michalczuk, Rościsław Tribińko

## KONSTRUKCYJNE ASPEKTY INDYWIDUALNYCH ROZWIĄZAŃ NIETYPOWYCH SŁUPÓW ŻELBETOWYCH

**Streszczenie:** W artykule są prezentowane konsekwencje spowodowane przyjęciem w koncepcji architektonicznej kształtowania słupów pochyłych w obiektach budownictwa ogólnego. Przedstawiono wyniki analizy autorów w zakresie sposobu konstruowania stref połączeń pochyłych słupa z bezgłowicową konstrukcją stropów o płaskich powierzchniach i dużych rozpiętościach. Omówiono wady metod zagęszczania mieszanki betonowej w aspekcie technologii kształtowania zbrojenia, ze szczególnym uwzględnieniem węzłów konstrukcyjnych. Wskazano na problemy pracochłonności i kształtowania kosztów inwestycji. W pracy autorzy analizują wyłącznie zagadnienia realizacji konstrukcji, nie ingerując w autorskie rozwiązania architektoniczne.

**Słowa kluczowe:** słupy pochyłe, konstrukcje żelbetowe, zbrojenie, problemy realizacji

### 1. Wstęp

Stadium tworzenia nowoczesnej infrastruktury na ograniczonej powierzchni zabudowy, przy założeniu zwiększania kubatury budynków, warunkuje procesy dostosowania konstrukcji do założeń i rozwiązań architektonicznych.

Efekt uzyskiwany, przy wykorzystaniu dostępnych od niedawna rozwiązań i materiałów dostosowanych do przepisów Unii Europejskiej, jest spektakularny, lecz nie odzwierciedla zwiększonej rangi problemów w sferze kształtowania konstrukcji.

Przestrzenne wnętrza obiektów należy realizować w sposób „mobilny”, umożliwiający efektywną adaptację do wymagań wielu użytkowników lub właścicieli, a także uwzględniać ewentualne przyszłe problemy modernizacji w aspekcie optymalizacji kosztów.

Możliwości takie zapewnia zastosowanie szkieletowych układów konstrukcyjnych płytowo-słupowych, w których eliminuje się wewnętrzne ściany nośne.

Istotą przedstawianych problemów konstrukcyjnych są metody analizy nośności i realizacji reprezentacyjnych obiektów publicznych z podporami (słupami) pochyłymi.

## **2. Ilustracja procesów realizacji**

Autorzy artykułu prezentują oryginalne metody kształtowania i realizacji ustrojów szkieletowych, uwzględniając współpracę słupów pochyłych.

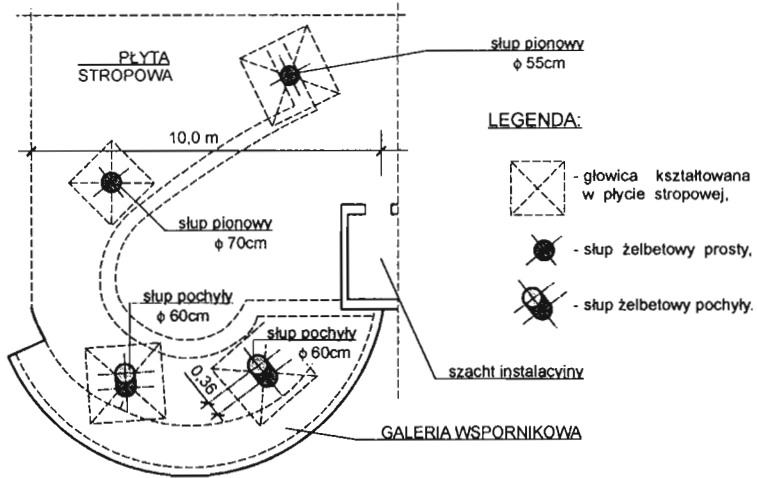
Przykład wznoszonego obiektu o konstrukcji słupowo-płytowej przedstawiono na rys. 1. Monolityczną konstrukcję stropu oparto na słupach żelbetowych, prostych i pochyłych, połączonych monolitycznie z płaskimi stropami płytowymi (z głowicami ukrytymi; rys. 2).

Zastosowanie nietypowych rozwiązań konstrukcyjnych determinuje realizację procesu inwestycyjnego zgodnie z przepisami ustawy [7].



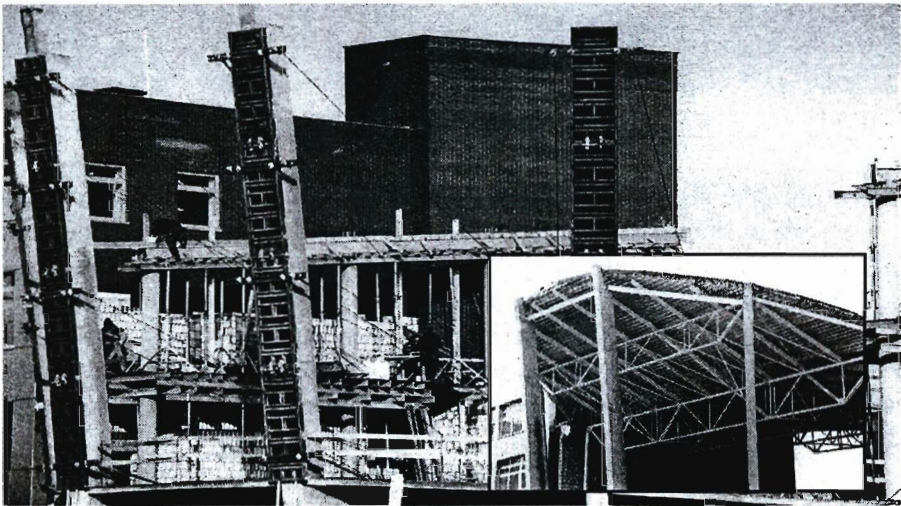
**Rys. 1.** Realizacja architektonicznej koncepcji, w której przyjęto słupy pochyłe

Prawo budowlane, [8], znowelizowane w roku 2003 i 2004, zostało sformułowane tak, aby nie ograniczać możliwości podjęcia przez projektanta decyzji przy wykorzystaniu wiedzy, doświadczenia i metod naukowych.



Rys. 2. Układ elementów konstrukcyjnych stropu w budynku wysokim

Słupy pochyle (rys. 3) zrealizowano jako elementy konstrukcji wsporczej stalowego przekrycia nowoczesnej auli akademickkiej.

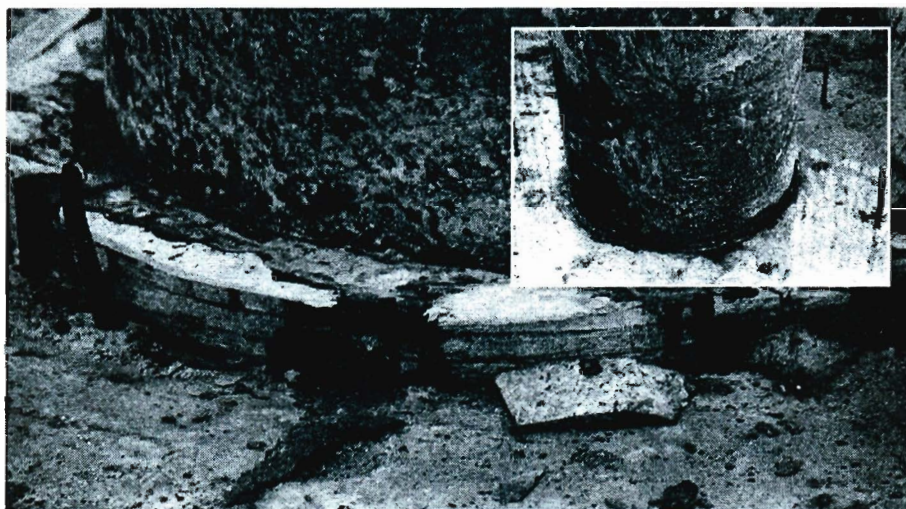


Rys. 3. Etapy realizacji elementów konstrukcyjnych auli wykładowej<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Autorem projektu architektonicznego jest mgr inż. arch. A. Chwalibóg

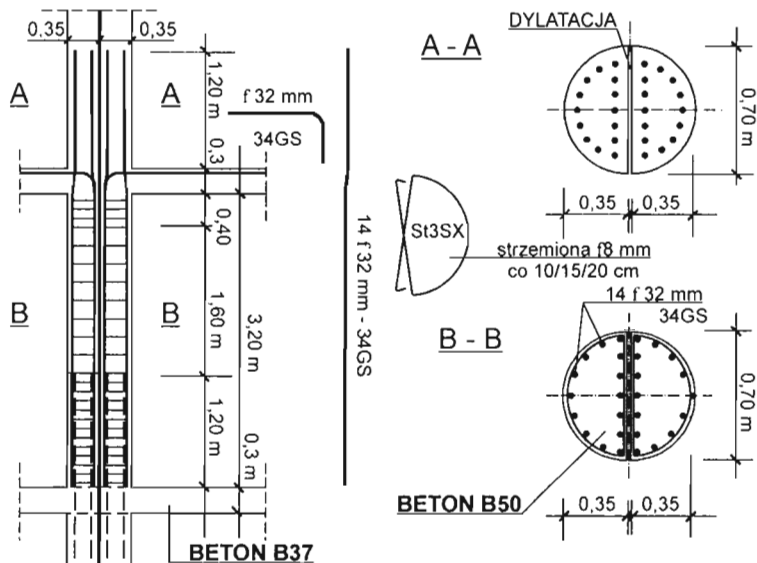
### 3. Analiza problemów utylitarnych

W procesach realizacji i odbioru konstrukcji, ukształtowanych jako konstrukcje pochyłe niezbędne okazywało się dokonywanie badań i eliminowanie identyfikowanych makroskopowo wad w postaci niejednorodności betonu [2]. Przykłady charakterystycznych uszkodzeń przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Wady technologiczne w procesie betonowania słupów pochyłych

Rozwiązanie ukształtowania deskowań i uszczelnienia strefy docisku w kontakcie z powierzchnią stropu jest trudne w realizacji, a efekty sugerują zmiany nośności przekrojów konstrukcyjnych. Natomiast poprawne usytuowanie i zagęszczenie strzemion powoduje, że strefa połączenia słupów kolejnych kondygnacji, osłabiona ubytkami betonu, nie ma istotnego wpływu na zmianę nośności zrealizowanych połączeń. Wpływ wad tego typu może być natomiast istotny w strefie docisku, gdzie siły podłużne słupów są prostopadłe do górnych i dolnych powierzchni płyt stropowych [1].



Rys. 5. Sposób kształtowania słupów w strefie dylatacji

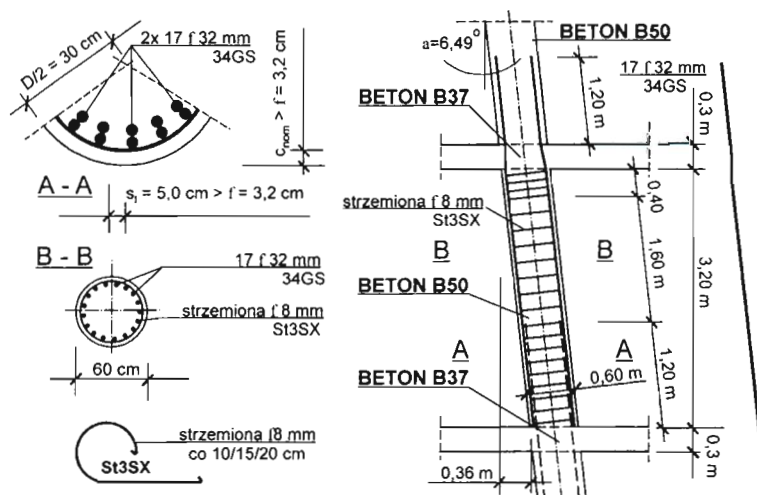
Betony klas B37, B40, B50 w monolitycznych konstrukcjach żelbetowych o wysokim stopniu zbrojenia nie spełniają warunków niezbędnych dla miejscowych stref koncentracji naprężeń. W prezentowanym rozwiązaniu, zilustrowanym na rys. 6, beton klasy B50 w przekroju słupa przenosi siłę osiową o wartości obliczeniowej 7 450 kN, podczas gdy pręty zbrojenia ze stali 34GS w liczbie  $2 \times 17 \phi 32$  mm równoważą siłę 9 600 kN, ograniczając efekty nośności przekroju kołowego na zginanie.

Wadą jest konstruowanie płyt stropowych z betonu o mniejszej wytrzymałości niż ma beton słupów (por. rys. 5, 6). Wielokondygnacyjne słupy z betonu klasy B50 są „osłabione” lokalnie betonem płyt stropowych klasy B35 lub B40. Fragmenty słupów w strefie połączenia z płytami stropowymi nie zapewniają jednolitych warunków w aspekcie rozkładu naprężeń w strefach docisku, gdzie zagęszczone zbrojenie przenikające się wielokierunkowo stwarza utrudnienie w układaniu i zagęszczaniu mieszanki betonowej [2].

Poważnym utrudnieniem w procesie betonowania jest stabilizacja pochyłych deskowań, skutkująca zwiększeniem nakładów i zastosowaniem specjalistycznego sprzętu, a głównie koniecznością wykorzystania doświadczonego personelu technicznego wykonawcy robót.

#### 4. Konstrukcja słupów pochyłych

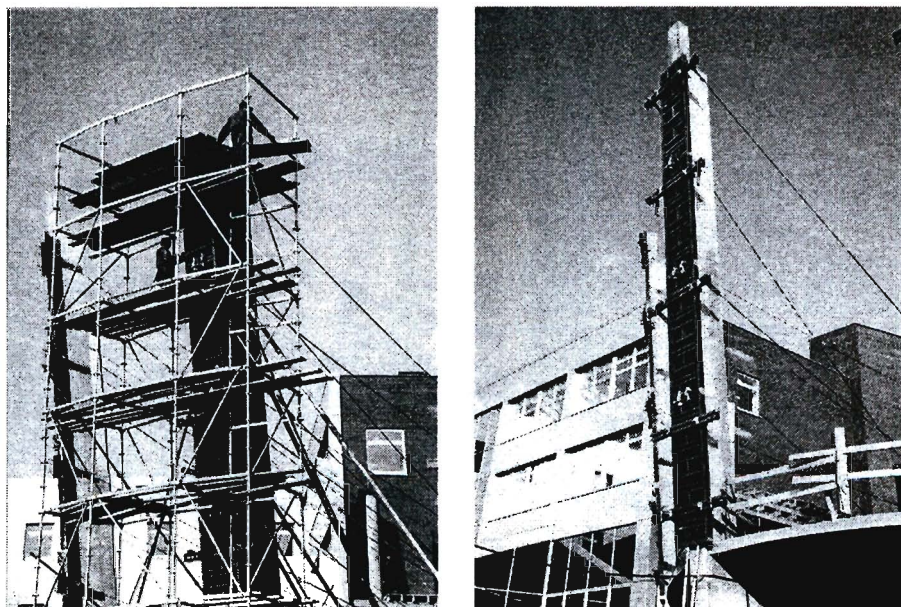
Autorzy zwracają uwagę na fakt, że w procesie kształtowania słupów pochyłych bardzo ważnym problemem jest poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, związane z intensywnością zbrojenia w strefach podporowych, co wynika z konieczności spełnienia warunku stanu granicznego nośności. Uzyskanie w tych warunkach gwarantowanej wytrzymałości betonu (klasy B50) wymaga szczególnego doświadczenia.



Rys. 6. Konstrukcja słupów o układzie pochyłym

Przykłady rozwiązania konstrukcji słupów pochyłych, współpracujących w strefie docisku ze zbrojeniem płyty stropu, przedstawiono na rys. 6 i 7.

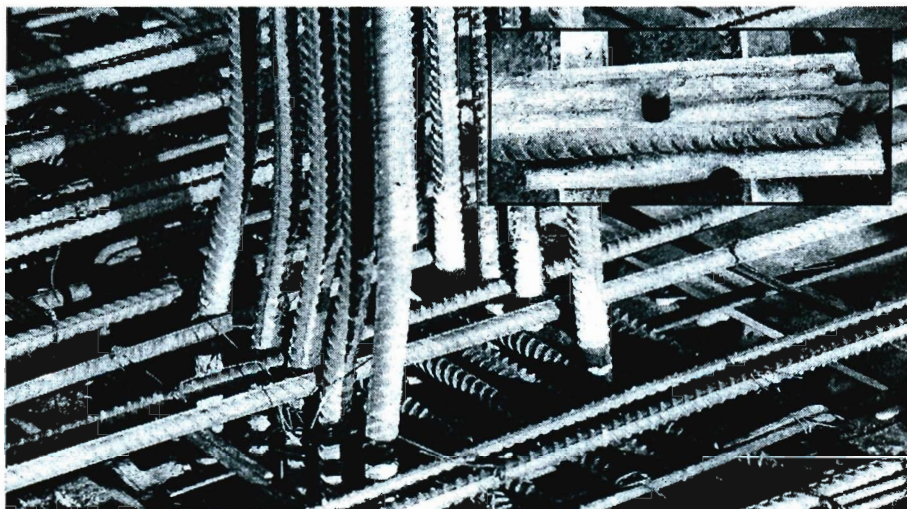
W kolejnych edycjach norm [4], [5], [6] modyfikowano graniczne warunki rozstawu prętów zbrojeniowych, dopuszczając zmniejszenie minimalnych odległości z  $50$  do  $20\text{ mm}$ , przy zachowaniu warunku  $s_y \geq \phi$ , gdzie  $\phi$  oznacza średnicę pręta. Minimalny rozstaw powinien być również większy o  $5\text{ mm}$  od średnicy ziaren stosowanego kruszywa.



**Rys. 7.** Metody stabilizacji deskowań słupów pochylonych z wykorzystaniem odciągów linowych

Dodatkowe zbrojenie w strefie połączeń konstruowanych na zakład przenosi dodatkową siłę, lecz utrudnia, a niekiedy uniemożliwia poprawne zagęszczenie mieszanki betonowej. Zjawisko nadmiernej koncentracji prętów w silnie zbrojonych przekrojach betonowych okazuje się problemem trudnym do wyeliminowania w połączeniach spajanych o cechach symetryczności (rys. 8), normowanych kryteriami [6]. Przeciwdziałanie temu zjawisku może stanowić zmniejszenie największej średnicy uziarnienia stosowanego kruszywa, co jednak negatywnie wpływa na parametry wytrzymałościowe betonu, trwałość połączeń i obiektu, warunkowaną klasą ekspozycji oraz charakterystyką środowiska.

Aktualizując postanowienia normowe i dostosowując do realnych możliwości realizacji, ograniczono maksymalny stopień zbrojenia słupów do 4%, przy wcześniej stosowanym warunku normowym  $\mu_{\max} \leq 6\%$ . W analizowanym na rys. 6 rozwiązaniu stopień zbrojenia słupów wynosił 5,1% i przekraczał obowiązującą wartość normową, a w strefie sztywnych przekrojów zginanych zwiększał się dwukrotnie – do 10,2%.



Rys. 8. Przykłady konstrukcji połączeń prętów zbrojenia w strefach bezgłowicowych

W normach [4], [5], [6] nie rozwiązano problemu kształtowania strzemion podwójnych w silnie zbrojonych słupach, a więc o stopniu zbrojenia  $\mu \geq 3\%$  o przekrojach kołowych.

Dlatego niezbędne było indywidualne przeanalizowanie rozwiązania problemów konstrukcji, uzasadnione naukowo. Celowe okazało się wykorzystanie zbrojenia uzwojonego o skoku nieprzekraczającym kryterium normowego  $s_n \leq 80$  mm.

## 5. Wnioski

Współczesne koncepcje architektoniczne generują rozwój konstrukcji bardziej skomplikowanych, coraz trudniejszych w projektowaniu konstrukcyjnym i realizacji. Nowe technologie produkcji materiałów konstrukcyjnych umożliwiają tworzenie nowoczesnych i trwałych obiektów wielokondygnacyjnych, lecz rozwój technologii powinien być koordynowany i uaktualniany w zakresie procesów normowania, z uwzględnieniem obowiązujących w Unii Europejskiej przepisów prawnych i normatywów.

Kształtowanie odpowiedzialnych konstrukcji o elementach przestrzennych i zróżnicowanym układzie wymaga szczególnej dbałości i staranności od uczestników wszystkich faz procesu budowlanego. W przypadkach kontrowersyjnych de-



czyje podjęte na podstawie uwarunkowań normowych powinny być weryfikowane z wykorzystaniem metod naukowych.

## **Literatura**

- [1] Ospina C.E., Alexander S.D.: Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors. "Journal of Structural Engineering", No 6/1998.
- [2] Runkiewicz L.: Diagnostyka i wzmacnianie konstrukcji żelbetowych. Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 1999.
- [3] Zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych. Instrukcja nr 361/1999. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 1999.
- [4] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] Ustawa o normalizacji z dnia 12 września 2002. DzU nr 169, poz. 1386.
- [8] 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); zmiana: DzU nr 93 z 2004r., poz. 888.

## **THE CONSTRUCTIONAL ASPECT DURING REALIZATION OF THE ATYPICAL RC COLUMNS**

**Summary:** The paper presents some problems existing in designing and realization phase of monumental buildings. Presented analysis include the most important factors that have an effect on strength, spatial stiffness and deformation ability of the new tall building.

**Key words:** slant (sloping) columns, RC construction, reinforcement, problems of realization.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/16/03.



Janusz Krentowski, Rościsław Tribińko

## IMPERFEKCJE STANU BŁONOWEGO CIENKOŚCIENNYCH POWŁOK ZBIORNIKÓW WALCOWYCH

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono konsekwencje wpływu deformacji kształtu cienkościennej powłoki walcowej, wynikających z wad montażowych i eksploatacyjnych, na stan naprężeń w elementach konstrukcji zbiorników. Wykazano, że zmiana kształtu przekroju w analizowanym zakresie nie powoduje istotnej zmiany wartości sił osiowych, natomiast skutkuje wystąpieniem momentów zginających. Rezultaty analityczne zweryfikowano na przykładzie eksploatowanej konstrukcji zbiornika materiałów o konsystencji płynnej. Podano koncepcję wzmocnienia konstrukcji pracującej w stanie zagrożenia katastrofą.

**Słowa kluczowe:** stan błonowy, powłoka cienkościenna, zbiornik walcowy, katastrofa

### 1. Wstęp

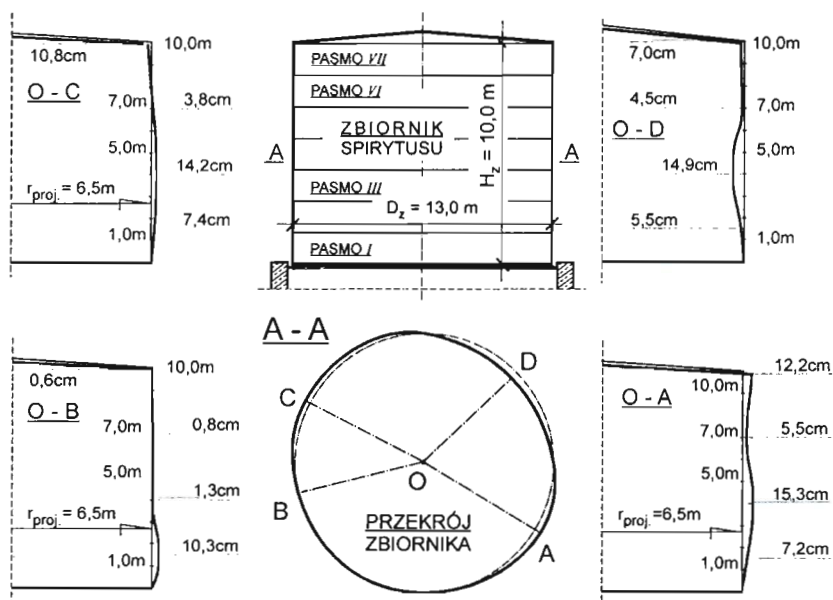
Budowle inżynierskie kształtowane w formie zbiorników, wykorzystywanych w skomplikowanych i odpowiedzialnych procesach technologicznych, na przykład w oczyszczalniach ścieków czy elektrociepłowniach, są narażone na działanie zarówno obciążeń długotrwałych, krótkotrwałych jak i trudnych do przewidzenia obciążeń wyjątkowych. Przekroczenie granicznych wartości obciążeń skutkuje nadmiernym wyęzieniem elementów konstrukcyjnych i często inicjuje stan degradacji prowadzący do awarii. Wystąpienie uszkodzeń, których skutkiem jest stan awarii może stymulować zmiany schematu lub modelu konstrukcji obiektu i doprowadzić do zaistnienia katastrofy. Przyczyną wad, sygnalizowanych zjawiskami nieszczelności ścian zbiorników, mogą być także efekty pozastatyczne, niezwiązane z technologią eksploatacji i napełnianiem oraz obciążaniem komór parciem magazynowanych mediów [2].

## 2. Identyfikacja stanu zagrożenia eksploatowanej powłoki cienkościennej

Spśród wyników kilkunastu ocenianych zbiorników, zamieszczono wyniki badań nad obiektem, w którym wystąpiła znaczna liczba wad oraz odstępstwa od obowiązujących normatywów i przepisów prawa budowlanego.

Zbiornik materiałów płynnych w kształcie walca wykonano jako konstrukcję stalową i przekryto strukturą kratową ze spadkiem promieniowym w kierunku zewnętrznym. Gabaryty zbiornika wynoszą: średnica  $D_z=13,0\text{m}$ , wysokość  $H_z=10\text{m}$  oraz pojemność  $V=1400\text{m}^3$ . Obiekt posadowiono na warstwie zagęszczonego piasku, ograniczonej obwodowo pierścieniową oporową ścianą żelbetową, która powinna równoważyć parcie boczne gruntu, określone jako składowe obciążenia ciężarem zbiornika.

Podczas diagnostycznych badań nad stanem zbiornika stwierdzono wystąpienie lokalnych rozszczelnień, wywołanych procesami korozji w strefach spoin poziomych, [1]. Jednak zasadniczą wadą powodującą zagrożenie eksploatacji konstrukcji były deformacje powłoki dokumentowane w efekcie realizacji pomiarów z wykorzystaniem precyzyjnej aparatury pomiarowo-badawczej. Lokalizację linii deformacji w czterech przekrojach pionowych ilustruje rysunek 1.



Rys. 1. Schemat deformacji pionowych ścian cienkościennej powłoki zbiornika

W trakcie badań stanu połączeń spawanych elementów poszycia płaszcza stwierdzono występowanie takich wad jak: nieliniowość, wklęsłości i podtopienie lica, kratery, uskoki, wypaczenia podłużne i poprzeczne oraz pęknięcia podłużne spoin i przyklejenia brzegowe [5]. Istniejące wady powodowały lokalne koncentracje naprężeń w strefach „kARBÓW”.

Na podstawie ultradźwiękowych badań kontrolnych stwierdzono zmniejszenie grubości blach zbiornika na skutek zjawisk korozyjnych.

### 3. Analiza stanu naprężeń nieodkształconych powłok błonowych

Przy napełnianiu zbiornika w powłoce walcowej występują poziome siły rozciągające o kierunkach stycznych do okręgu. Wielkości tych sił na określonej głębokości  $z$ , oznaczonej na rysunku 2, ustalono rozpatrując równowagę pierścienia o wysokości  $dz$  i otrzymano funkcję:

$$N_v = \int_0^{\pi/2} p_v \times dz \times \sin v \times r \times dv = p_v \times r \times dz \times \int_0^{\pi/2} \sin v \times dv = \\ = p_v \times r \times dz = \gamma \times r \times z \times dz. \quad (1)$$

Naprężenia rozciągające w płaszczu zbiornika będą równe

$$\sigma = \frac{N_v}{g \times dz} = \frac{\gamma \times r \times z \times dz}{g \times dz} = \frac{\gamma \times r \times z}{g}. \quad (2)$$

Charakterystyczna wartość ciężaru objętościowego gromadzonego medium wynosi  $\gamma_c = 8,30 \text{ kN/m}^3$ , a wartość obliczeniowa  $\gamma_o = 9,13 \text{ kN/m}^3$ .

Graniczne naprężenia rozciągające określone zgodnie z normą [4] na poziomie pasma I, wykonanego z blach o grubości 10mm, obliczone według wzoru (2) osiągną wartość:

$$\sigma_v^I = \frac{9,13 \times 6,50 \times 10,0}{0,01} \times 10^{-3} = 59,3 \text{ MPa}$$

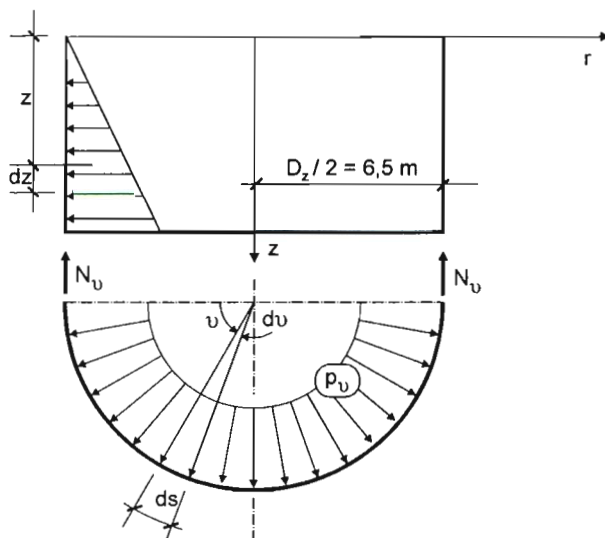
i spełniają warunek normowy pierwszego stanu granicznego

$$\sigma_v^I = 59,3 \text{ MPa} < f_d = 215 \text{ MPa}.$$

Na poziomie pasma III, o grubości powłoki 8 mm, normowy warunek nośności granicznej

$$\sigma_v^{III} = \frac{9,13 \times 6,50 \times (10,0 - 1,76 \times 2)}{0,01} \times 10^{-3} = 48,1 \text{ MPa} < f_d$$

jest również spełniony.



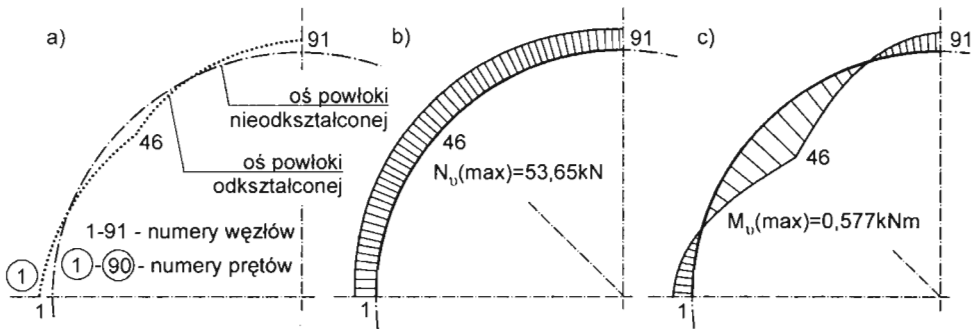
Rys. 2. Schemat obciążeń powłoki błonowej zbiornika

W sytuacji poprawnego wykonania powłoki zbiornika analizowana konstrukcja spełniałaby wymagania normy [4], co pozwoliłoby na dalszą bezpieczną eksploatację obiektu.

#### 4. Wpływ imperfekcji eksploatacyjnych i montażowych

Deformacja przekroju kołowego, wywołana pierwotnie błędami montażowymi a w konsekwencji nadmiernym wyężeniem eksploatowanej konstrukcji [3], spowodowała nieregularność promienia krzywizny powodującą zmianę stanu błonowego powłoki walcowej, zwiększając wyężenie o efekt zginania.

Wykorzystując rezultaty przeprowadzonych badań rzeczywistego stanu odkształceń, rozpatrzono fragment powłoki walcowej na wysokości  $h = 1,0\text{m}$  od dna zbiornika, odpowiadający kątowemu  $\nu = 90^\circ$ .



**Rys. 3.** Graficzna interpretacja obliczeń analitycznych a) dyskretyzacja, odkształcenia; b) siły osiowe; c) momenty zginające

Pasmo  $I$  o grubości  $g = 10\text{mm}$ , aproksymowano elementami skończonymi o wymiarach  $a = 10\text{ cm}$  i  $b = 11,4\text{ cm}$ , odpowiadającymi podziałowi okręgu na 360 elementów (rysunek 3). W każdej ćwiartce pierścienia generowano zbiór 90 elementów i 91 węzłów. Działające obciążenie obliczeniowe wynosiło

$$q_o = 9,13 \times 9,0 \times 0,10 = 8,217\text{ kN} / \text{m} .$$

Do celów analizy numerycznej przyjęto następujące parametry: pole powierzchni przekroju poprzecznego elementu  $A = 10\text{cm}^2$ , moment bezwładności  $J = 0,833\text{cm}^4$  oraz współczynnik sprężystości  $E = 205000\text{MPa}$ .

W efekcie deformacji kształtu i zmiany promienia krzywizny największy moment zginający elementy powłoki zbiornika wynosił  $M_v(\text{max}) = 0,577\text{ kNm}$ , a odpowiadająca obliczeniowa siła osiowa była równa  $N_v(\text{max}) = 53,65\text{ kN}$ . W rezultacie przeprowadzonych obliczeń i analiz porównawczych stwierdzono, że fakt deformacji i zmiany krzywizny nie wpływa praktycznie na zmianę wartości sił osiowych  $N$  określonych dla stanu błonowego, ponieważ

$$N_v(\text{max}) = 53,65\text{ kN} \cong N = 53,41\text{ kN} .$$

Naprężenia w płaszczu zbiornika spowodowane działaniem sił osiowych i momentów zginających wynosiły

$$\sigma_N = \frac{N_v(\text{max})}{A} = \frac{53,65 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,01} = 53,65\text{ MPa} ,$$

$$\sigma_M = \frac{M_v(\text{max})}{W} = \frac{57,7 \times 10^{-3}}{1,67 \times 10^{-4}} = 345,51\text{ MPa} ,$$

a łączne naprężenia krańdźwiowe w materiale powłoki były równe

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 53,65 + 345,51 = 399,16 \text{ MPa} .$$

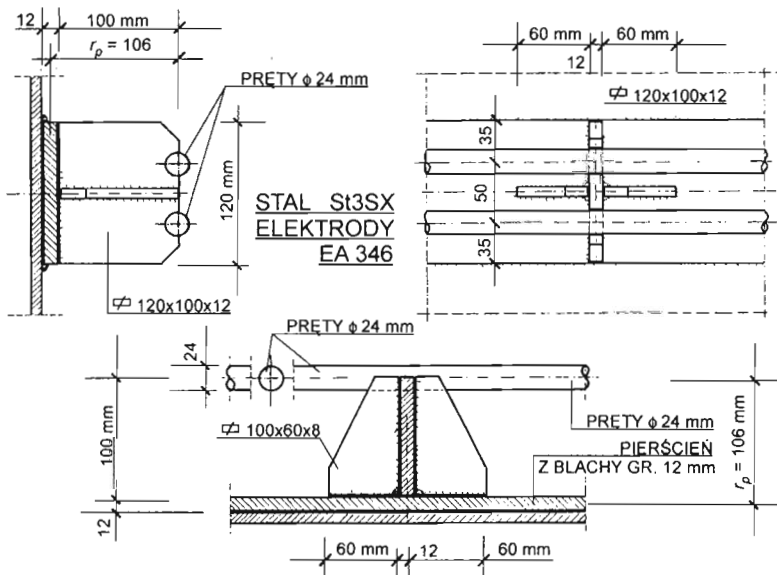
Ponieważ rzeczywiste naprężenia w przekrojach zbiornika przekraczały niemal dwukrotnie wartości graniczne określone w normie [4]

$$\sigma = 399,16 \text{ MPa} \gg f_d = 215 \text{ MPa} ,$$

dalsza eksploatacja obiektu mogła spowodować stan zagrożenia. Wypełnienie zbiornika gromadzonym medium do maksymalnego poziomu eksploatacyjnego skutkowałoby stanem katastrofy. Niezbędne stało się opracowanie i wdrożenie indywidualnej koncepcji konstrukcji wzmacniającej nadmiernie wyężone strefy powłoki walcowej zbiornika.

## 5. Koncepcja uylitarnego kształtowania elementów wzmacniających

W analizowanym stanie zagrożenia konstrukcji obiektu autorzy publikacji wskazali na konieczność niezwłocznego wykonania wzmocnienia, równoważącego naprężenia zginające, podczas gdy siły obwodowe nadal miały być równoważone przez poszycie zbiornika.



Rys. 4. Koncepcja kształtowania konstrukcji wzmacniającej zbiornik



Opracowano oryginalną koncepcję kształtowania pierścienia, przenoszącego naprężenia wywołane momentami zginającymi. Analizowano efekt zastosowania prętów o średnicy  $2\phi 24\text{mm}$ , a w strefie kontaktu z powłoką przewidziano wykonanie opaski z płaskownika o przekroju  $12,0 \times 1,0\text{cm}$ , równoważąc siły osiowe w obu elementach. Stabilizację promienia  $r_p$  (rysunek 4), określającego ramię sił wewnętrznych zapewniono poprzez wykonanie żeber dystansowych o kształcie trapezowym. Przewidziano wzmocnienie poszycia pierścieni  $I-V$  oznaczonych na rysunku 1, obciążonych największym parciem gromadzonego medium. Po wykonaniu konstrukcji wzmacniającej i zrealizowaniu powłok antykorozyjnych, obiekt ponownie dopuszczono do eksploatacji [6].

## 6. Wnioski

Istniejące zbiorniki wykonane z cienkich blach stalowych mogą pracować bezpiecznie w stanie błonowym. Zmiana kształtu powłoki powoduje lokalne i globalne destrukcje a następnie efekty zginania. Ze względu na mały wskaźnik wytrzymałości poszycia na zginanie, powłoka walcowa nie przeniesie bezpiecznie naprężeń wywołanych stanem momentowym. Stan wyężenia w istniejących zbiornikach o zdeformowanym kształcie z imperfekcjami przekroju kołowego skutkuje stanem zagrożenia katastrofą.

## Literatura

- [1] Rykaluk K.: Pęknięcia w konstrukcjach stalowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2000.
- [2] Lancaster J.: Engineering catastrophes. Causes and effects of major accidents. Abington publishing, Cambridge, 1997.
- [3] Moy Stuart S.J.: Plastic Methods for Steel and Concrete Structures. Departments of Civil and Environmental Engineering University of Southampton. London, 1996.
- [4] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-75/M-69708. Spawalnictwo. Wady złączy spawanych.
- [6] PN-ISO 4628-1:1982. Farby i lakiery – Ocena zniszczenia powłok. Określanie intensywności, ilości i rozmiaru podstawowych rodzajów uszkodzenia – Ogólne zasady i schematy klasyfikacji.

## **THE IMPERFECTIONS OF MEMBRANE CONDITION IN THE THIN-WALLED SHELL OF THE CYLIDRICAL TANKS**

**Summary:** The paper presents the results of shape deformations influence on thin-walled cylindrical shell, which are caused by assembling and exploitating defects, on stress conditions in structural elements. It has been proved that the shape changes in analysed problems have not caused the increase of axial forces but the bending moments have occurred. Analytical results have been verified basing on the existing tank structure. The conception of reinforce of structure working in the failure condition has been presented.

**Key words:** membrane condition, thin-walled shell, cylindrical tank, disaster

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/16/03

Joanna Krętowska

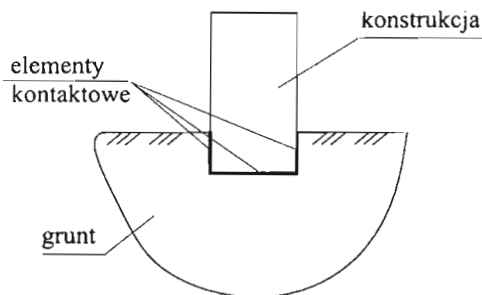
## MODELOWANIE WSPÓŁDZIAŁANIA KONSTRUKCJI I PODŁOŻA GRUNTOWEGO PRZY WYKORZYSTYWANIU METODY ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

**Streszczenie:** Analiza układu: konstrukcja–podłoże gruntowe poddanego działaniu obciążeń statycznych czy dynamicznych jest problemem bardzo złożonym, którego rozwiązanie powinno jak najwierniej odzwierciedlać stan rzeczywisty. W pracy zaprezentowano sposoby modelowania układu: konstrukcja–podłoże gruntowe przy wykorzystaniu metody elementów skończonych ze szczególnym uwzględnieniem zachowania się strefy kontaktu oraz właściwego doboru związków konstytutywnych.

**Słowa kluczowe:** układ konstrukcja–podłoże gruntowe, metoda elementów skończonych, strefa kontaktu, związki konstytutywne.

### 1. Wprowadzenie

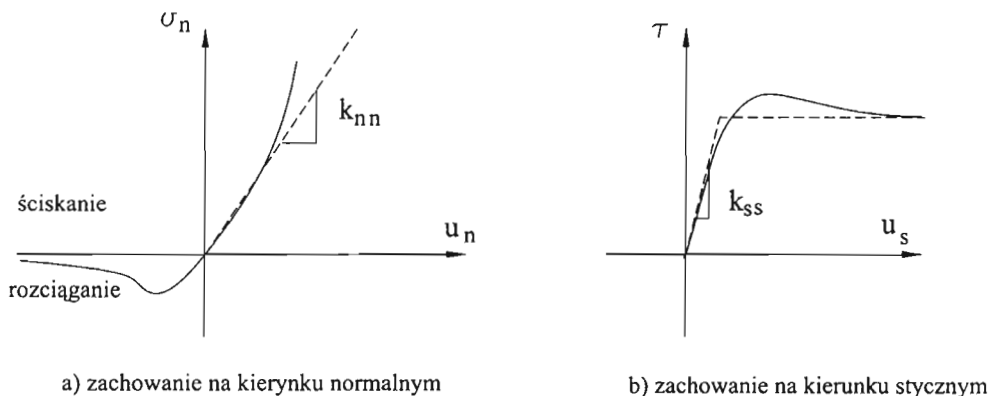
Przy wykorzystaniu używanych powszechnie modeli konstrukcji budowlanych oraz modeli podłoża gruntowego można stworzyć wiele kombinacji ich wzajemnego połączenia i współdziałania, stwarzając przy tym odpowiednie warunki na ich styku (warunki kontaktowe). Analiza problemów współpracy budowli z podłożem gruntowym poddawanej działaniom obciążeń statycznych czy dynamicznych jest w ogromnym stopniu uwarunkowana właściwym rozpatrzeniem strefy kontaktu pomiędzy podłożem gruntowym a konstrukcją [1],[3],[7],[8],[9] (rys. 1). W metodzie elementów skończonych strefę tę reprezentują specjalne elementy kontaktowe (interface elements). Jednakże nadal, w wielu przypadkach praktycznych, w analizach numerycznych przyjmuje się całkowite połączenie obu ośrodków. Takie rozwiązanie oczywiście znacznie odbiega od zachowania naturalnego i prowadzi do zbyt niskiego oszacowania pola przemieszczeń czy naprężeń.



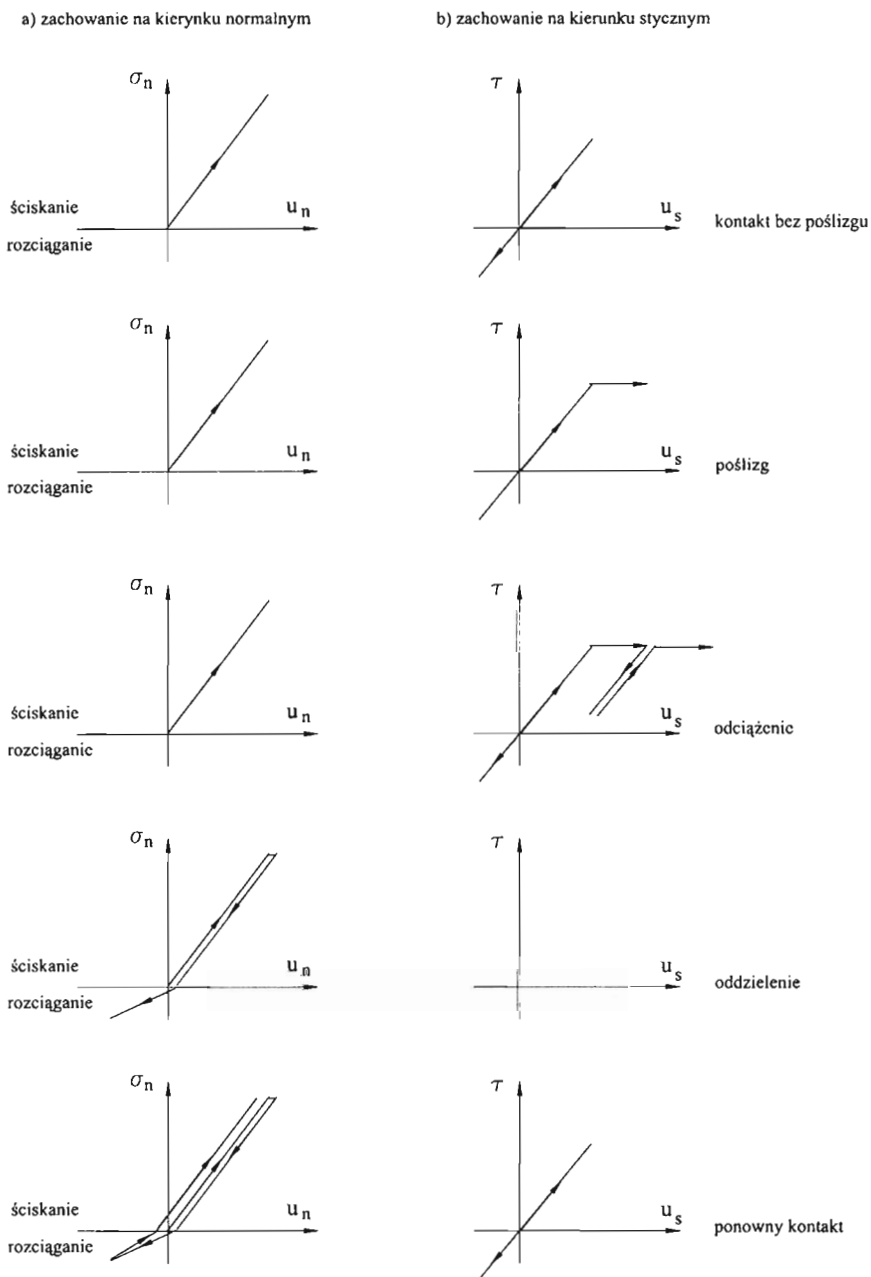
Rys.1.1. Układ konstrukcja–podłoże gruntowe

## 2. Zachowanie się strefy kontaktu w układzie konstrukcja–podłoże gruntowe

Do modelowania strefy kontaktu w analizach MES stosuje się z powodzeniem specjalne elementy kontaktowe (interface element). Zachowanie tych elementów w układzie konstrukcja–grunt może być rozdzielone (z pewnym uproszczeniem) na kierunek normalny i styczny (rys. 2) [9].



Rys. 2. Zależność naprężenie odkształcenie w elemencie kontaktowym pomiędzy konstrukcją a podłożem gruntowym



Rys. 3. Zachowanie się elementu kontaktowego.

Zazwyczaj wyróżnia się pięć sposobów deformacji elementów kontaktowych pod wpływem obciążeń statycznych lub cyklicznych (rys. 3) [9] :

- a) kontakt bez poślizgu – element zachowuje się sprężysto ze sztywnością na kierunku normalnym  $k_{nn}$  i sztywnością styczną  $k_{ss}$ ,
- b) przesunięcie lub poślizg w płaszczyźnie styku – naprężenia styczne  $\tau$  osiągają pewną wartość graniczną, określoną przez kryterium Coulomba-Mohra; pojawia się poślizg w płaszczyźnie styku, sztywność ścinania  $k_{ss}$  ma bardzo małą wartość, kontakt jest nadal zachowany, a naprężenia normalne  $\sigma_n$  są jeszcze ściskające,
- c) odciążenie – pojawia się w przypadku obciążeń cyklicznych, sztywność na kierunku stycznym  $k_{ss}$  powraca do poprzednich wartości.
- d) oddzielenie – naprężenia normalne  $\sigma_n$  są rozciągające; sztywność na kierunku normalnym  $k_{nn}$  osiąga znacznie niższą wartość a naprężenia styczne i sztywność styczna dążą do zera,
- e) ponowny kontakt – pojawia się po rozdzieleniu, gdy naprężenia normalne  $\sigma_n$  są znowu ściskające, element kontaktowy pracuje tak jak w przypadku a).

### 3. Modelowanie współpracy konstrukcji i podłoża gruntowego przy wykorzystaniu metody elementów skończonych

#### 3.1. Połączenie bezpośrednie

W wypadku bezpośredniego połączenia płaszczyzny styku fundamentu z gruntem model obliczeniowy sformułowany w zapisie macierzowym ma postać

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{kk} & \mathbf{K}_{kg} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{gk} & \mathbf{K}_{gg} & \mathbf{K}_{gb} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{bg} & \mathbf{K}_{bb} + \mathbf{K}_{fb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_k \\ \mathbf{u}_g \\ \mathbf{u}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_k \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

gdzie:

- $k$  – stopnie swobody w konstrukcji
- $g$  – stopnie swobody w podłożu gruntowym,
- $b$  – stopnie swobody na brzegu elementów gruntowych,
- $\mathbf{K}_{fb}$  – macierz sztywności na styku z gruntem otaczającym,
- $\mathbf{u}$  – przemieszczenia,
- $\mathbf{P}$  – obciążenia węzłowe.

W wypadku pełnego kontaktu układu: budowla-podłoże oraz przy modelowaniu obszaru rozległego podłoża gruntowego z wykorzystaniem elementów półnieskończonych model obliczeniowy przybiera postać:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{kk} & \mathbf{K}_{kg} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{gk} & \mathbf{K}_{gg} & \mathbf{K}_{gn} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ng} & \mathbf{K}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_k \\ \mathbf{u}_g \\ \mathbf{u}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_k \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}, \quad (2)$$

gdzie:

k – stopnie swobody konstrukcji,

g – stopnie swobody podłoża gruntowego,

n – stopnie swobody elementów opisujących obszar rozległy gruntu (elementów półnieskończonych),

$\mathbf{K}$  – podmacierze sztywności,

$\mathbf{u}$  – przemieszczenia,

$\mathbf{P}$  – obciążenia węzłowe.

### 3.2. Zastosowanie elementów kontaktowych

Elementy kontaktowe reprezentują szczególną warstwę gruntu znajdującą się bezpośrednio pod fundamentem, w której występują silne ścinania spowodowane różnicą podatności gruntu i fundamentu, mogące w wypadku granicznym doprowadzić do poślizgu w płaszczyźnie styku lub oddzielenia. Model obliczeniowy MES układu: budowla-podłoże gruntowe z wykorzystaniem elementów kontaktowych ma postać:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{kk} & \mathbf{K}_{kkt} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{ktk} & \mathbf{K}_{ktkt} & \mathbf{K}_{ktg} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{gkt} & \mathbf{K}_{gg} & \mathbf{K}_{gn} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ng} & \mathbf{K}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_k \\ \mathbf{u}_{kt} \\ \mathbf{u}_g \\ \mathbf{u}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_k \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}, \quad (3)$$

gdzie:

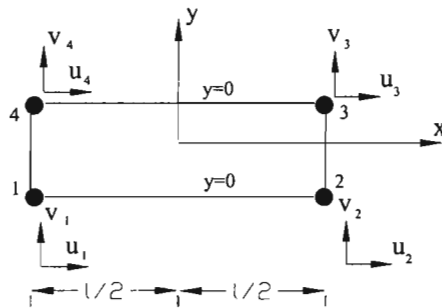
$\mathbf{K}, k, g, n, u, \mathbf{P}$  – jak w (2)

kt – stopnie swobody elementu kontaktowego.

Do opisu zagadnienia współpracy: budowla-podłoże gruntowe z wykorzystaniem elementów kontaktowych najczęściej stosowane są następujące rodzaje tych elementów:

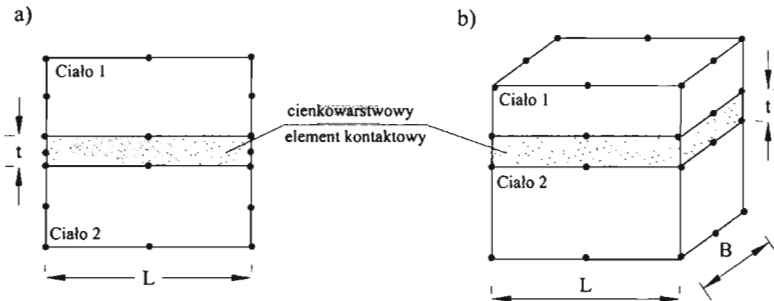
- a) elementy kontaktowe o zerowej grubości [1], [2], [5],
- b) cienkowarstwowe elementy skończone (thin-layer element) [3], [4], [10], [7],
- c) elementy kontaktowe, w których przeciwległe węzły są połączone ze sobą dyskretnymi sprężynami [2].

W literaturze przyjmuje się, że pierwszy element kontaktowy o zerowej grubości został opracowany przez Goodman'a [5] (rys. 4). Przy wyznaczaniu macierzy sztywności tego elementu zakłada się pewną jego grubość, ale wyrazy tej macierzy sprowadza się do wspólnych dla podłoża i fundamentu węzłów w płaszczyźnie styku (pary węzłów 1,4 oraz 2,3 mają identyczne współrzędne).



Rys. 4. Zerowej grubości element Goodman'a.

Podstawy teoretyczne elementów cienkowarstwowych bazują natomiast na założeniu, że strefa kontaktu może być zastąpiona specjalnym skończonym elementem o bardzo małej grubości. Pierwsze dwuwymiarowe cienkowarstwowe elementy kontaktowe (thin-layer element) (rys. 5) zostały opracowane przez Desai'a na początku lat osiemdziesiątych XX w.

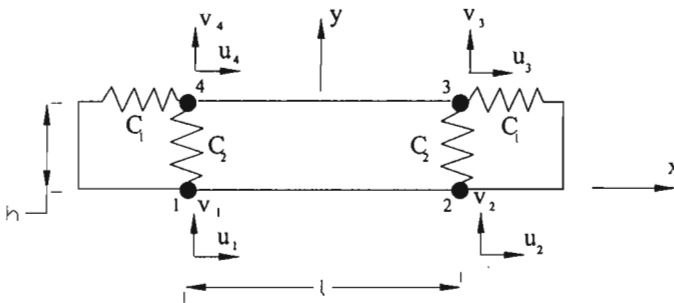


Rys. 5. Elementy cienkowarstwowe Desai'a



W pracach [5], [6], [7], [10] z powodzeniem wykorzystano je do analizy strefy kontaktu w zagadnieniach współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym, w sytuacji, gdy o zachowaniu styku decyduje cienka warstwa znacznie bardziej podatnego gruntu. Elementy te są analizowane według klasycznych zasad MES, a ich zachowanie jest zdeterminowane poprzez odpowiednio sformułowane związki konstytutywne, co pozwala na analizę różnych sposobów deformacji elementu kontaktowego (brak poślizgu, poślizg, oddzielenie i ponowny kontakt). Wybór charakterystyk geometrycznych elementu kontaktowego, a zwłaszcza jego grubości, jest również niezwykle istotnym zagadnieniem i bazuje raczej na kryteriach wynikających z praktyki czy studiów parametrycznych niż z testów laboratoryjnych.

Elementy kontaktowe z systemem sprężyn zostały po raz pierwszy zaprezentowane w 1978 roku przez Herrmann'a [6]. Rysunek 6. przedstawia geometrię elementu 2D. Sprężyste zachowanie się elementu zapewnia system dyskretnych sprężyn łączących górną i dolną powierzchnię elementu ( $C_1$  oraz  $C_2$  są współczynnikami sztywności sprężyn).



Rys. 6. Element kontaktowy z systemem sprężyn

### 3.2.1. Związki konstytutywne elementów kontaktowych

W pierwszych pracach dotyczących elementów kontaktowych wykorzystanych do analizy strefy kontaktu: konstrukcji i podłoża gruntowego, związki konstytutywne miały charakter liniowo-sprężysty. W późniejszych publikacjach [3], [5], [6], [9] w analizach numerycznych najczęściej stosowane były zależności sprężysto-hiperboliczne lub plastyczne. Nieliniowe zależności naprężeń ścinających i względnego stycznego przemieszczenia uzyskiwane są z próby ścinania w strefie kontaktu. W większości przypadków kryterium Coulomba-Mohra stosowane jest do wyznaczenia naprężeń stycznych [3], [5], [6].

Macierz związków konstytutywnych elementu kontaktowego dla zagadnienia dwuwymiarowego ma postać:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} tk_{ss} & tk_{sn} \\ tk_{ns} & tk_{nn} \end{bmatrix} \quad (4)$$

gdzie  $k_{nn}$  i  $k_{ss}$  są odpowiednio normalną i styczną sztywnością elementu kontaktowego, a  $k_{ns}$  i  $k_{sn}$  reprezentują połączone efekty zachowań na kierunku normalnym i stycznym,  $t$  – grubość elementu.

W analizach zagadnienia współpracy budowli z podłożem gruntowym często się zakłada, że deformacja elementu kontaktowego na kierunku normalnym i stycznym jest od siebie niezależna, a w związku z tym macierz związków konstytutywnych ma postać:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} tk_{ss} & 0 \\ 0 & tk_{nn} \end{bmatrix} \quad (5)$$

Dla elementu przestrzennego zależność względnych przemieszczeń i odpowiadających im naprężeń w analizach numerycznych współpracy budowli z podłożem gruntowym najczęściej przedstawiana jest w formie:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \tau_x \\ \Delta \tau_y \\ \Delta \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{nz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{rx} \\ \Delta u_{ry} \\ \Delta u_{rz} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

gdzie:

- $k_{nz}$  – sztywność na kierunku normalnym,
- $k_{sx}$ ,  $k_{sy}$  – sztywność na kierunku stycznym,
- $\tau_x$ ,  $\tau_y$  – naprężenia styczne,
- $\sigma_n$  – naprężenia normalne.

Właściwe określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego wpływa nie tylko na poprawny opis rzeczywistej pracy układu, ale również na numeryczną stabilność analizy. Zaleca się określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego na podstawie badań polowych lub z bezpośredniej próby ścinania.

Sztywność na ścinanie  $k_{ss}$  wyznaczana jest z zależności :

$$k_{ss} = \frac{d\tau}{du_r} \quad (7)$$

gdzie:  $\tau$  – naprężenia styczne,  $u_r$  – przemieszczenia styczne.

Sztywność na kierunku normalnym  $k_{nn}$  ma postać:

$$k_{nn} = \frac{d\sigma}{dv_r} \quad (8)$$

gdzie:  $\sigma$  – naprężenia normalne,  $v_r$  – przemieszczenia na kierunku normalnym.

W przypadku kontaktu bez poślizgu między elementami łączonymi oraz poślizgu w płaszczyźnie styku wartość  $k_{nn}$  musi być duża, aby zapobiec nakładaniu się sąsiadujących elementów w strefie kontaktu. Natomiast gdy mamy do czynienia z oddzieleniem czy rozciąganiem, wartość  $k_{nn}$  jest redukowana do bardzo małej.

Dla technik obliczeniowych (wykorzystanie dostępnych systemów analiz konstrukcji) niekiedy zachodzi potrzeba wyznaczenia dla elementu kontaktowego modułu  $E$  oraz współczynnika Poissona  $\nu$ .

Jeśli korzystając z klasycznego zapisu macierzy związków konstytutywnych (PSO) przy rozpatrywaniu zagadnienia współpracy budowli z podłożem gruntowym:

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & 0 \\ 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (9)$$

oraz z zależności (5) otrzymamy:

$$tk_{nn} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (10)$$

$$tk_{ss} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (11)$$

Z równań (10) i (11) można zaś wyznaczyć:

$$E = \frac{(3k_{nn} - 4k_{ss})k_{ss} t}{k_{nn} - k_{ss}} \quad (12)$$

$$\nu = \frac{k_{nn} - 2k_{ss}}{2(k_{nn} - k_{ss})} \quad (13)$$

#### 4. Przykład obliczeniowy

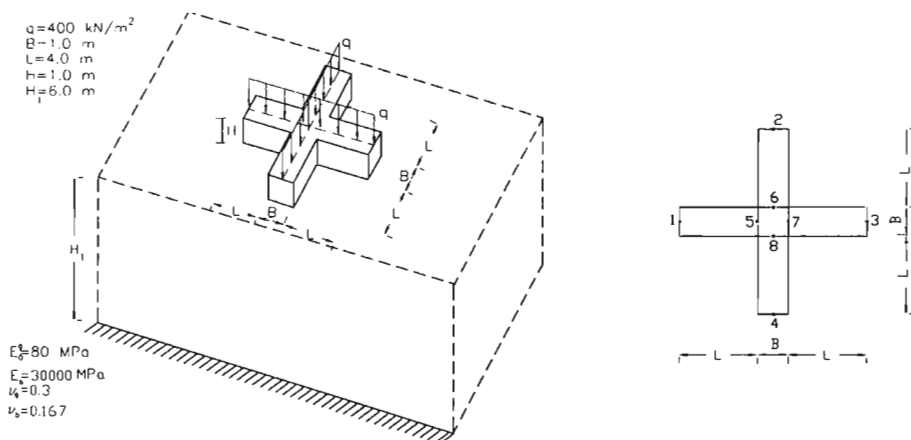
Dla układu ław pokazanego na rys. 7 przeprowadzono analizę MES osiadań ośmiu punktów pod ławami w dwóch wariantach:

Wariant I – analiza MES zakładająca całkowite połączenie obu ośrodków (bez wprowadzenia specjalnego elementu kontaktowego). Bryłę gruntu ( $21.0 \times 21.0 \times 6.0 \text{ m}$ ) zamodelowano 8-węzłowymi elementami skończonymi o wymiarach  $1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}$ .

Wariant II – do zamodelowania strefy kontaktu wykorzystano cienkowarstwowe elementy kontaktowe, dla których moduł odkształcenia gruntu  $E_0$  oraz współczynnik Poissona określono wg [8] ( $E_0 = \frac{9KG}{3K+G}$ ,  $\nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)}$ ), gdzie  $K$  – moduł ścisłości,  $G$  – moduł ścinania. Pozostały grunt zamodelowano 8-węzłowymi elementami o wymiarach  $1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}$ .

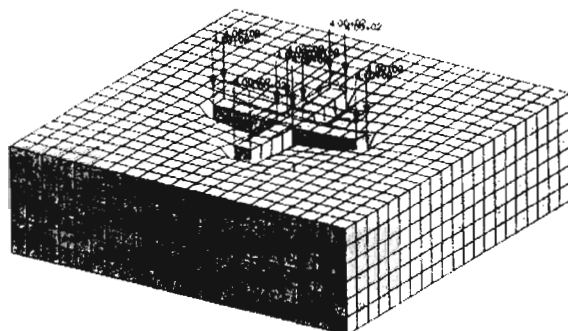
ściśliwości,  $G$  – moduł ścinania. Pozostały grunt zamodelowano 8-węzłowymi elementami o wymiarach  $1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}$ .

Dane geometryczne oraz materiałowe ław i podłoża gruntowego przedstawiono na rys. 8.



Rys. 7. Układ ław fundamentowych na gruncie.

Znaczne różnice osiadań wynikają z faktu, że analiza przeprowadzona wg wariantu I odbiega od zachowania naturalnego układu: konstrukcja-podłoże gruntowe, prowadząc do zbyt niskiego oszacowania pola przemieszczeń.



Rys. 8. Układ ław i podłoże gruntowe w analizie MES

Tabela 1

Wyniki obliczeń osiadań

| Punkty,<br>w których wyznaczano osiadanie | Wariant I<br>[mm] | Wariant II<br>[mm] |
|-------------------------------------------|-------------------|--------------------|
| 1                                         | 5.40              | 5.89               |
| 2                                         | 5.40              | 5.89               |
| 3                                         | 5.40              | 5.89               |
| 4                                         | 5.40              | 5.89               |
| 5                                         | 6.24              | 7.13               |
| 6                                         | 6.24              | 7.13               |
| 7                                         | 6.24              | 7.13               |
| 8                                         | 6.24              | 7.13               |

## 5. Wnioski

Analizując zagadnienia współpracy budowli z podłożem gruntowym, należy zwrócić szczególną uwagę na właściwe rozpatrzenie strefy kontaktu. Zaleca się więc w analizach MES wprowadzanie specjalnych elementów, których praca zdefiniowana jest poprzez odpowiednio sformułowane związki konstytutywne, co pozwala na analizę różnych sposobów ich deformacji. Właściwe określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego wpływa nie tylko na poprawny opis rzeczywistej pracy układu, ale również na numeryczną stabilność analizy. Dlatego też właściwości materiałowe elementu kontaktowego należy wyznaczać na podstawie badań polowych lub z bezpośredniej próby ścinania.

Autorzy prac [2] wskazują na częstą numeryczną niestabilność obliczeń w przypadku zastosowania elementów o zerowej grubości (elementy macierzy **K**

dążą wówczas do bardzo dużych wartości) oraz na to, że w elementach tych są rozważane naprężenia normalne na kierunku  $x$  ( $\sigma_x$ ), co powoduje, że element ten nie odpowiada na działanie sił normalnych w kierunku poziomym.

Nadal jednak w wielu przypadkach praktycznych strefa kontaktu jest analizowana poprzez przyjęcie całkowitego połączenia obu ośrodków. Takie rozwiązanie oczywiście znacznie odbiega od zachowania naturalnego i prowadzi do zbyt niskiego oszacowania pola przemieszczeń czy naprężeń.

## Literatura

1. Coutinho A.L.G.A., Martins M.A.D., Sydenstricker R.M.: Simple zero thickness kinematically consistent interface elements, *Computers and Geotechnics*, 2003, 30, 347–374.
2. Day RA, Potts DM.: Zero thickness interface elements – numerical stability and application. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1994;18,689–708.
3. Desai CS, Zaman MM, Lightner JG, Siriwardane HJ.: Thin-layer element for interfaces and joints, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1984;8:19–43.
4. Desai CS, Nagaraj BK.: Modeling for cyclic normal and shear behavior of interfaces, *Journal of Engineering Mechanics*, 1988,114:1198–217.
5. Goodman RE, Taylor RL, Brekke TL.: A model for the mechanics of jointed rock. *J Soil Mech Foundations Div* 1968;99,637–59.
6. Hermann LR.: Finite element analysis of contacts problems, *Journal of Engineering Mechanics*, (ASCE), 1978; 104,1043–59.
7. Krętowska J.: Numeryczny model podłoża gruntowego w analizie trójwymiarowych konstrukcji budowlanych – Rozprawa doktorska, Białystok 1999r.
8. Miedzialowski Cz. Modelling of subsoil flexibility in computations of complex three-dimensional structural schemes of buildings, *Archives of Civil Engineering*, XLII,(1), 1996, 83–102.
9. Ng P.C.F., Pyrah I.C., Anderson W.F.: Assessment of three interface elements modification of interface element in CRISP90, *Computers and Geotechnics*, 1997, 21 (4), 315–339.
10. Sharma KG, Desai CS.: Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joint, *Journal of Engineering Mechanics*, 1992;118, 2442–3.

## **MODELLING OF SOIL–STRUCTURE INTERACTION BY USING FINITE ELEMENT METHOD**

**Summary:** The analysis of a soil – structure system subjected to static and dynamic loading is a very complex problem and solution of this problem should as much as possible approximate reality. The paper presents the ways of the modelling soil–structure interactions by using finite element method, taking into consideration the response of the contact area and the determination of constitutive parameters.

**Keywords:** soil–structure interaction, Finite Element Method, contact area, constitutive parameters.





Małgorzata Lelusz

## WPŁYW STOSU OKRUCHOWEGO NA WYBRANE CECHY TECHNICZNE BETONÓW CEMENTOWYCH

**Streszczenie:** Najtańszym sposobem (nie zawsze docenianym) uzyskania betonu o podwyższonych parametrach technicznych jest odpowiedni dobór stosu okrucowego. Optymalizując skład kruszywa w betonie, można uzyskać zmniejszenie zużycia cementu nawet o 30%. W artykule przedstawione są wyniki badań własnych nad cechami technicznymi betonów cementowych wykonanych z cementu CEM I 32,5 R przy zastosowaniu różnego składu kruszywa naturalnego. Analizie poddane zostały: wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość oraz porowatość betonów.

**Słowa kluczowe:** beton, kruszywo, stos okrucowy, właściwości betonu

### 1. Wstęp

Najtańszym sposobem (nie zawsze docenianym) uzyskania betonu o podwyższonych parametrach technicznych jest odpowiedni dobór stosu okrucowego. Nie można mówić o idealnym składzie kruszywa do betonu. Doboru stosu okrucowego należy dokonywać każdorazowo, uwzględniając zarówno wymagania niezbędnych parametrów technicznych mieszanki betonowej i betonu jak i względy ekonomiczne. Optymalizując skład kruszywa w betonie można uzyskać zmniejszenie zużycia cementu nawet o 30%. Wielu badaczy zajmuje się analizą wpływu stosu okrucowego na cechy techniczne betonów [1,2,3]. Instytuty naukowe opracowują wytyczne co do stosowania kruszyw w określonych regionach [3,4]. Laboratoria naukowe sprawdzają przydatność kruszyw do celów budowlanych [4,5]. W Politechnice Białostockiej rozpoczęto badania laboratoryjne mające na celu określenie wpływu rodzaju i składu granulometrycznego lokalnych kruszyw naturalnych na cechy techniczne betonów cementowych. Wyniki tych badań zostały przedstawione w niniejszym referacie.

## 2. Badania własne

### 2.1. Składniki badanych betonów

Do przygotowania mieszanek betonowych użyto następujących składników:

- cement portlandzki bez dodatków CEM I 32,5 R (wyniki badań normowych przedstawiono w tablicy 1.)

**Tablica 1**

Wyniki badań normowych cementu

|                                                        |                                                      |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| Konsystencja normowa cementu wg PN-EN-196-3            | 500 g cementu + 154 g wody                           |
| Czas wiązania cementu wg PN-EN-196-3                   | początek wiązania 270 min<br>koniec wiązania 345 min |
| Stalność objętości wg PN-EN-196-3                      | 4,75 mm                                              |
| Wytrzymałość na zginanie po 28 dniach wg PN-80/B-04300 | 8,30 MPa                                             |
| Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach wg PN-EN-196-1  | 43, 70 MPa                                           |

- piasek rzeczny płukany (wyniki analizy sitowej podano w tablicy 2)

**Tablica 2**

Wyniki analizy sitowej piasku rzecznego

| Frakcja    | Zawartość [%] |
|------------|---------------|
| 0-0,125    | 0,99          |
| 0,125-0,25 | 8,96          |
| 0,25-0,5   | 34,83         |
| 0,5-1      | 35,82         |
| 1-2        | 16,42         |
| 2-4        | 2,98          |

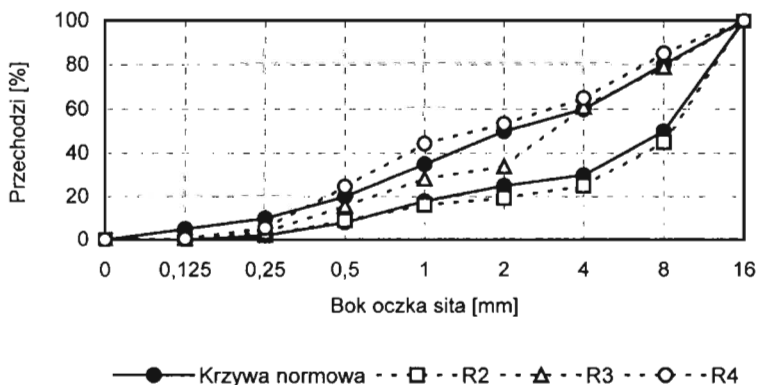
- kruszywo grube naturalne frakcji 2-4, 4-8, 8-16 (wyniki badań cech fizycznych kruszywa grubego przedstawiono w tablicy 3)

**Tablica 3**

Wyniki badań cech fizycznych kruszywa grubego

| Rodzaj badania                                   | Frakcja |       |
|--------------------------------------------------|---------|-------|
|                                                  | 4-8     | 8-16  |
| Zawartość ziaren słabych wg PN-87/B-06714/43     | 2,37%   | 0,67% |
| Nasiąkliwość wg PN-77/B-06714/18                 | 1,3%    | 1,3%  |
| Mrozoodporność wg PN-78/B-06714/19 po 25 cyklach | 2,7%    | 1,4%  |
| Zawartość ziaren nieforemnych wg PN-EN 933-1     | 19%     | 15%   |

Badania laboratoryjne przeprowadzono na trzech składach betonów o stałym  $C/W=2,5$  i zróżnicowanym stosie okruszowym przedstawionym na rys. 1. oraz założonej plastycznej konsystencji mieszanki betonowej.



Rys. 1. Zalecane krzywe uziarnienia wg PN-88/B-06250 oraz krzywe uziarnienia badanych betonów

Wyniki badań normowych kruszyw przedstawiono w tabelicy 4.

Tabela 4

Wyniki badań cech fizycznych kruszyw o stosie okruszowym R2, R3, R4

| Rodzaj badania                                      | Rodzaj stosu okruszowego  |                           |                           |
|-----------------------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
|                                                     | R2                        | R3                        | R4                        |
| Zawartość pyłów mineralnych wg PN-78/B-06714/13     | 0,8%                      | 1,1%                      | 1,5%                      |
| Zawartość zanieczyszczeń obcych wg PN-78/B-06714/13 | 0,004%                    | 0,008%                    | 0,011%                    |
| Gęstość nasypowa stosu okruszowego                  | 1,843 kg/dm <sup>3</sup>  | 2,051 kg/dm <sup>3</sup>  | 1,951 kg/dm <sup>3</sup>  |
| Jamistość stosu okruszowego                         | 0,165 dm <sup>3</sup> /kg | 0,110 dm <sup>3</sup> /kg | 0,135 dm <sup>3</sup> /kg |
| Wodoządnosc stosu okruszowego                       | 0,032 dm <sup>3</sup> /kg | 0,042 dm <sup>3</sup> /kg | 0,050 dm <sup>3</sup> /kg |

## 2.2. Metoda badań

Mieszanki betonowe o recepturach podanych w tabelicy 5 przygotowano w mieszarce laboratoryjnej typu ML-1b, której prędkość obrotowa mieszadła wynosi 140/285 obr/min i prędkość ruchu planetarnego 62/125 obr/min. Wykonano próbki sześciennie o wymiarach 10x10x10cm. Próbkę rozformowano po 24 godzi-

nach i przechowywano w komorze klimatyzacyjnej w temperaturze pokojowej i wilgotności około 95%.

Tablica 5

Receptury mieszanek betonowych użytych do badań

| <b>Składnik</b>                       | <b>R2</b> | <b>R3</b> | <b>R4</b> |
|---------------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Cement, kg/m <sup>3</sup>             | 367       | 444       | 499       |
| Woda, dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> | 147       | 178       | 199       |
| Kruszywo, kg/m <sup>3</sup>           | 1948      | 1799      | 1695      |
| frakcja 0-0,125, %                    | 0,2       | 0,35      | 0,54      |
| frakcja 0,125-0,25, %                 | 1,79      | 3,14      | 4,93      |
| frakcja 0,25-0,5, %                   | 6,97      | 12,19     | 19,16     |
| frakcja 0,5-1,0, %                    | 7,16      | 12,54     | 19,70     |
| frakcja 1-2, %                        | 3,28      | 5,75      | 9,03      |
| frakcja 2-4, %                        | 5,6       | 27,03     | 11,64     |
| frakcja 4-8, %                        | 20        | 18        | 20        |
| frakcja 8-16, %                       | 55        | 21        | 15        |

Po 28 dniach dojrzewania betonu przeprowadzono badania laboratoryjne: wytrzymałości na ściskanie, nasiąkliwości oraz struktury porowatości.

### 2.3. Wyniki badań

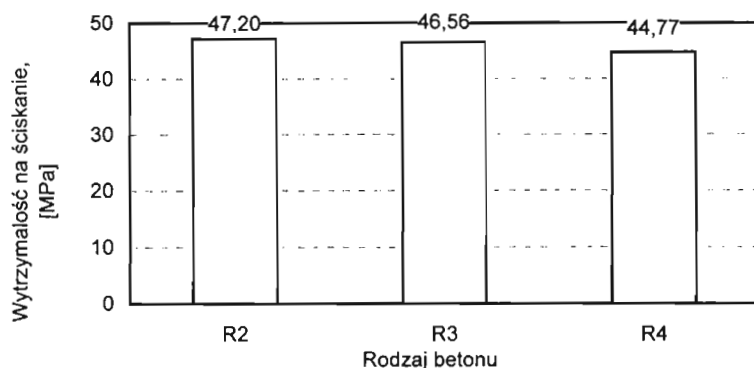
Wyniki badań normowych mieszanek betonowych przedstawiono w tablicy 6.

Tablica 6

Wyniki badań mieszanek betonowych.

| <b>Rodzaj badania</b>                                          | <b>Receptura</b>        |                         |                         |
|----------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
|                                                                | <b>R2</b>               | <b>R3</b>               | <b>R4</b>               |
| Konsystencja mieszanki betonowej metodą Vebe, wg PN-88/B-06250 | 13 s                    | 11 s                    | 11 s                    |
| Zawartość powietrza w mieszance betonowej, wg PN-88/B-06250    | 1,47 %                  | 2,16%                   | 3,12%                   |
| Gęstość objętościowa mieszanki betonowej, wg PN-85/B-04500     | 2,45 kg/dm <sup>3</sup> | 2,40 kg/dm <sup>3</sup> | 2,36 kg/dm <sup>3</sup> |

Wyniki badań wytrzymałości betonów na ściskanie, które były wykonywane po 28 dniowym okresie dojrzewania w komorze klimatyzacyjnej (temperatura pokojowa, wilgotność  $\geq 95\%$ ), przedstawiono na rys.2.



Rys. 2. Wyniki badań własnych wytrzymałości na ściskanie betonów o zróżnicowanym stosie okruszowym

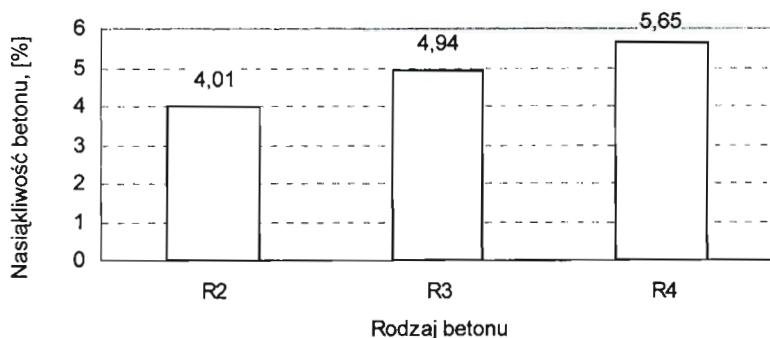
Największą wytrzymałość otrzymano dla składu R2 z najgrubszym uziarnieniem (55% frakcji 8–16) i najmniejszą zawartością cementu i wody. Wytrzymałość maleje wraz ze zmniejszaniem się ilości kruszywa grubego w stosie okruszowym i dla receptury R4 (15% frakcji 8–16 mm) jest najmniejsza (wytrzymałość jest mniejsza o ponad 5%, chociaż użyto  $132 \text{ kg/m}^3$  cementu więcej niż w betonie o recepturze R2).

Badanie nasiąkliwości betonu przeprowadzono wg PN-88/B-06250 na 6 próbkach sześciennych. Nasiąkliwość betonów obliczono jako średnią arytmetyczną wszystkich pomiarów. Wyniki badań przedstawiono na rys.3.

Najniższą nasiąkliwość wykazuje beton o składzie R2 z największą zawartością kruszywa grubego, a największą nasiąkliwość uzyskał beton o punkcie piaskowym 55%.

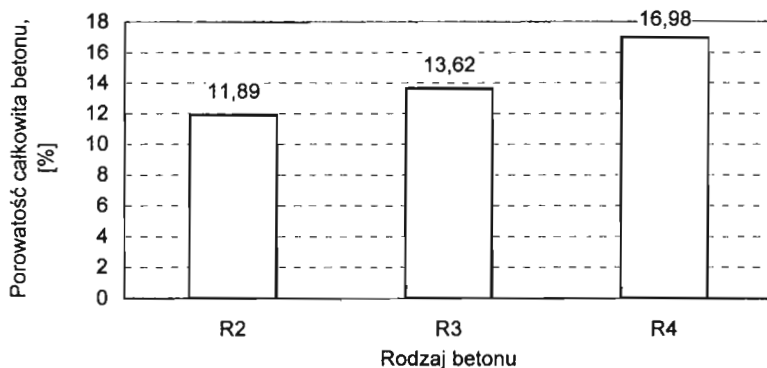
Zgodnie z PN-88/B-06250 betony R2 i R3 mają nasiąkliwość mniejszą niż 5% i mogą być stosowane w konstrukcjach narażonych bezpośrednio na czynniki atmosferyczne, natomiast beton R4 może być stosowany jedynie w konstrukcjach osłoniętych przed bezpośrednim działaniem czynników atmosferycznych (nasiąkliwość mieści się w przedziale 5–9%).

Badanie struktury porowatości przeprowadzono zgodnie z GOST 12730. Do określenia porowatości całkowitej wykorzystano wyniki badań gęstości objętościowej próbek betonowych oraz gęstości właściwej określanej metodą piknometryczną. Porowatość całkowitą betonu obliczono jako średnią arytmetyczną wszystkich pomiarów. Wyniki badań laboratoryjnych przedstawiono na rys. 4.



**Rys. 3.** Wyniki badań własnych nasiąkliwości betonów o zróżnicowanym stosie okruszowym

Najmniejszą porowatość całkowitą otrzymano dla składu R2 z największą zawartością kruszywa grubego. Porowatość całkowita rośnie ze wzrostem ilości kruszywa drobnego. Największą porowatość całkowitą uzyskano dla betonu o największym punkcie piaskowym oraz największej ilości cementu i wody. Sądząc z wyników badania nasiąkliwości (rys. 3), największy wpływ na wyniki porowatości całkowitej miała ilość wody w składzie betonu. W wyniku odparowania nadmiaru wody w betonie powstały pory kapilarne, które stanowią około 90% porowatości całkowitej betonu.

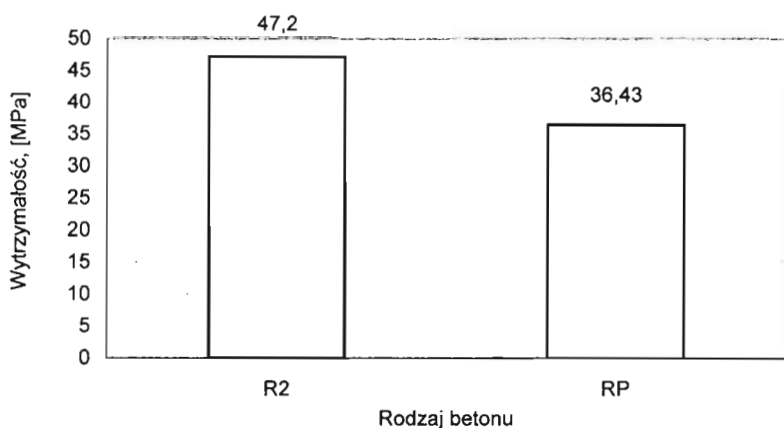


**Rys. 4.** Wyniki badań własnych porowatości betonów o zróżnicowanym stosie okruszowym

Dla zweryfikowania wyników badań doświadczalnych przeprowadzono dodatkowe badanie wytrzymałości betonu na ściskanie, nasiąkliwości i porowatości betonu o stosie okruszowym jak w recepturze R2 (20% piasku, 5% frakcji

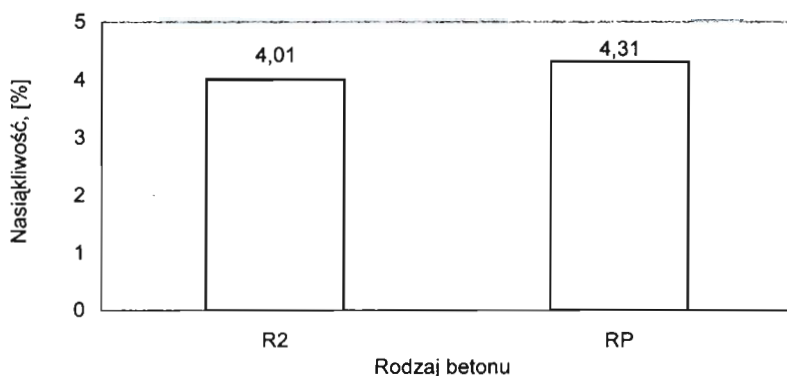
2÷4 mm, 20% frakcji 4+8 i 55% frakcji 8+16 mm) z cementu CEM I 32,5 R oraz  $C/W=1,6$ . Uzyskano następujący skład mieszanki betonowej  $C=250 \text{ kg/m}^3$ ,  $W=157 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ ,  $K=2022 \text{ kg/m}^3$  i nową recepturę nazwano RP. Przy optymalnym doborze stosu okruszowego (R2) zmiana stosunku  $C/W$  z 2,5 do 1,6 spowodowała zmniejszenie ilości cementu z  $367 \text{ kg/m}^3$  do  $250 \text{ kg/m}^3$  oraz zwiększenie ilości wody z  $147 \text{ dm}^3/\text{m}^3$  do  $157 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ .

Dalszej analizie poddano betony o składzie R2 i RP, czyli betony o takim samym stosie okruszowym i różnym  $C/W$ . Wyniki tych badań zamieszczono na rys. 5, 6, 7, 8.



Rys. 5. Wyniki badań wytrzymałości betonów o  $C/W=1,6$  (RP) i  $C/W=2,5$  (R2)

Na rys. 5. pokazano, że zmiana stosunku  $C/W$  z 2,5 na 1,6 spowodowała obniżenie wytrzymałości o 10,77 MPa (29,56%). Spowodowane jest to wzrostem ilości wody i obniżeniem ilości cementu w składzie mieszanki betonowej.



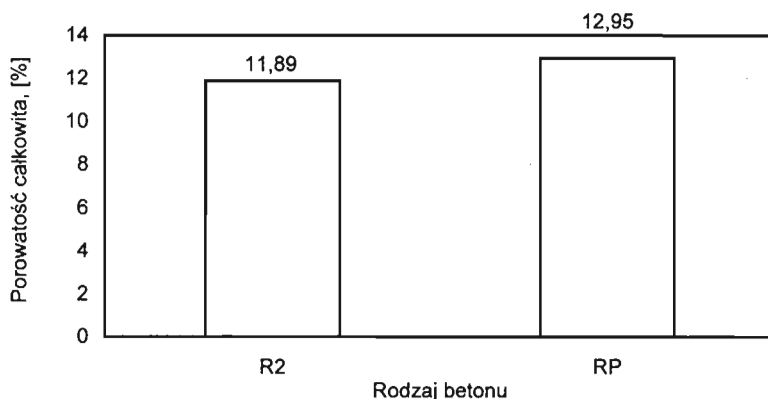
**Rys. 6.** Wyniki badań nasiąkliwości betonów o  $C/W=1,6$  (RP) i  $C/W=2,5$  (R2)

Zmiana stosunku  $C/W$  z 2,5 do 1,6 powoduje zwiększenie nasiąkliwości w granicach 7%. Przyczyną tego jest wzrost ilości wody w mieszance betonowej. Ta zwiększona ilość wody wpływa na zwiększenie objętości porów kapilarnych w betonie (rys. 7), co z kolei rzutuje na zwiększenie porowatości całkowitej (rys.8).



**Rys. 7.** Wyniki badań porowatości kapilarnej betonów o  $C/W=1,6$  (RP) i  $C/W=2,5$  (R2)





**Rys. 8.** Wyniki badań porowatości całkowitej betonów o  $C/W=1,6$  (RP) i  $C/W=2,5$  (R2)

Podsumowując analizę wyników badań porównawczych betonów o takim samym stosie okruszowym i zróżnicowanym stosunku  $C/W$ , stwierdzono, że beton R2 ( $C/W=2,5$ ) jest betonem charakteryzującym się lepszymi parametrami technicznymi (większa wytrzymałość na ściskanie, mniejsza nasiąkliwość i porowatość), niż beton RP, chociaż beton RP również posiada dobre parametry techniczne i ekonomiczne. Beton o recepturze RP ma klasę wytrzymałości na ściskanie C25/30, czyli w wielu przypadkach dostateczną wytrzymałość, przy znacząco mniejszym zużyciu cementu o  $117 \text{ kg/m}^3$  (32%).

### 3. Podsumowanie

Beton o dobrych parametrach technicznych i ekonomicznych to beton z prawidłowo dobranym stosem okruszowym.

Na podstawie badań własnych stwierdzono, że:

- Beton o składzie R2 ( $C=367 \text{ kg/m}^3$ ,  $W=147 \text{ kg/m}^3$ ,  $K=1948 \text{ kg/m}^3$ , w tym 20% frakcji 0–2 mm, 5% frakcji 2–4 mm, 20% frakcji 4–8 mm) ma najlepsze parametry techniczne i ekonomiczne spośród wszystkich rozpatrywanych betonów. Beton ten wykazywał największą wytrzymałość na ściskanie, najmniejszą nasiąkliwość oraz minimalną porowatość.
- Wszystkie betony o zróżnicowanym składzie stosu okruszowego uzyskały tę samą klasę wytrzymałości na ściskanie (C35/45). Stosując beton o recepturze R2, można zaoszczędzić  $132 \text{ kg/m}^3$  (36%) cementu w stosunku do betonu

o składzie R4. Zwiększyło się tylko zużycie kruszywa (przede wszystkim grubego), ale kruszywo jest materiałem znacznie tańszym niż cement.

- Beton o najmniejszej jamistości (R3) oraz najmniejszej wartości  $j+w_k$  (sumie jamistości i wodozadržności kruszywa) jest betonem tej samej klasy wytrzymałości na ściskanie co beton o składzie R2, ale wykazuje gorsze parametry techniczne i jest mniej opłacalny pod względem ekonomicznym (zawartość cementu większa o  $77 \text{ kg/m}^3$ , czyli 21%).
- Z analizy porównawczej betonów o optymalnym składzie kruszywa oraz o zróżnicowanym wskaźniku cementowo-wodnym C/W wynika, że beton o składzie R2 (wyższym wskaźniku C/W) jest betonem o lepszych parametrach technicznych. Beton RP (o niższym wskaźniku C/W) wykazuje dobre parametry techniczne (choć niższe niż R2), ponieważ ma optymalnie dobrany stos okruszowy. Zużycie cementu jest niższe o ponad  $100 \text{ kg/m}^3$  i powoduje to, że beton RP jest betonem o wiele atrakcyjniejszym cenowo.

## Literatura

1. Neville A. M.: Właściwości betonu (Properties of Concrete), Cement Polski, Kraków, 2000.
2. Piasta J., Piasta G. W.: Beton zwykły, Arkady, 1997.
3. T.H. Wee, Arvind K. Suryavanshi San San Tin: Influence of aggregate fraction in the mix on the reliability of the rapid chloride permeability test, Cement and Concrete Composites 21 (1999) 59–72.
4. Rusin Z.: Technologia betonów mrozoodpornych, Cement Polski, Kraków, 2002.
5. K.E. Hassan, J.J. Brooks, M.Erdman: The use of reclaimed asphalt pavement (RAP) aggregates in concrete. Waste Materials in Construction Wascon 2000, Proceedings of the International Conference of the Science and Engineering of Recycling for Environmental Protection, Harrogate, England 31 May, 1–2 June 2000. pp.121–128.

## **EFFECT OF AGGREGATE GRAIN-SIZE DISTRIBUTION UPON SELECTED PERFORMANCE PARAMETERS OF CEMENT CONCRETE**

**Summary:** The cheapest and often underestimated way of obtaining concrete with improved technical properties is proper design of aggregate grain-size distribution. Optimising of aggregate grain-size distribution in concrete may effect in decrease of cement consumption up to 30%. Paper reports experimental results of technical properties of concrete made with Portland cement CEM I 32,5 R using different aggregate compositions. After 28 days of curing the following concrete properties were tested: compressive strength, water absorption, and porosity.

**Key words:** concrete, aggregate, grain-size distribution, properties of cement concrete

Pracę wykonano w ramach działalności statutowej nr pracy S/IIB/1/2002.



Ireneusz Ligocki

## PRZYGOTOWANIA, PRZEBIEG ORAZ WYBRANE WYNIKI BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH RAM PRZECHYŁOWYCH

**Streszczenie:** W opracowaniu zamieszczono sprawozdanie z przeprowadzonych w Politechnice Białostockiej badań eksperymentalnych nad 25 dwutraktowymi, jednokondygnacyjnymi, stalowymi ramami przechyłowymi. W obszernej fotograficznej formie przedstawiono przygotowania, przebieg eksperymentu oraz wybrane wyniki. Podano uwagi i wnioski.

**Słowa kluczowe:** rama przechyłowa, eksperyment, wyniki.

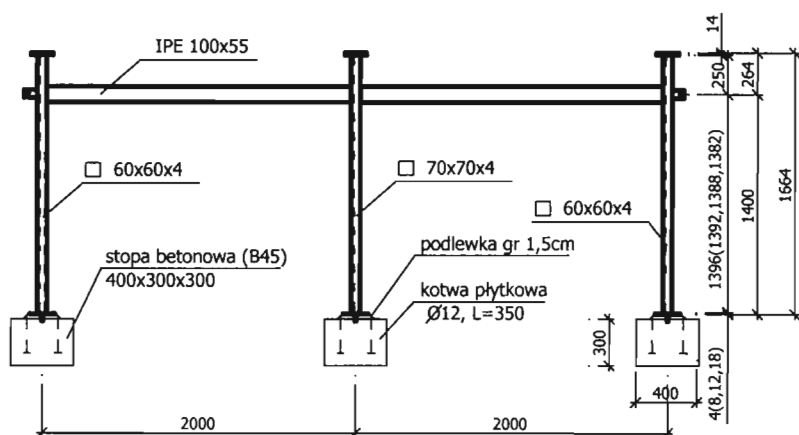
### 1. Wstęp

Artykuł stanowi kontynuację opracowań, zamieszczonych w zeszytach naukowych Politechniki Białostockiej dotyczących zakończonego trzyletniego cyklu badań eksperymentalnych ram przechyłowych. Do tej pory przeprowadzono nie-liczne testy tego typu konstrukcji; wybrane zaprezentowano między innymi w opracowaniach [1,2,3,4,5]. W pozycjach [6,7,8] dokonano ich analizy, przedstawiono własny program eksperymentalny oraz omówiono zaproponowane rozwiązania techniczne stanowiska i poddawanych obciążeniu elementów próbnych. Ze względu na skalę trudności eksperymentu i potrzebę stworzenia obszernej bazy laboratoryjnej realizacja zadania wymagała długich przygotowań. Została poprzeczona, budową uniwersalnego, hydraulicznego, automatycznie sterowanego systemu do zadawania obciążeń konstrukcji o nazwie „Hysdozok”[9] sfinansowaną przez Komitet Badań Naukowych. W badaniu ram przechyłowych najtrudniejszym zagadnieniem technicznym jest opracowanie systemu realizacji obciążenia, umożliwiającego zachowanie grawitacyjnego charakteru przykładanych sił pionowych w trakcie narastającego bocznego przechyłu ramy. Ze względu na przyjęty sposób rozwiązywania tego problemu, budowa systemu „Hysdozok” była warunkiem wstęp-

nym przystąpienia do realizowanego projektu badawczego. Ogólna koncepcja i założenia układu powstały w Katedrze Konstrukcji Stalowych Instytutu pod kierunkiem autora, a rozwiązania technicznego oraz ostatecznej realizacji zadania podjęli się specjaliści z Zakładu Hydrauliki Siłowej "Hydrol" s.c. z Wrocławia. Rozbudowano i zmodernizowano również posiadany układ pomiaru przemieszczeń i naprężeń "Vishey 4000", rozszerzając jego zakres do 80 kanałów. Wymagała tego liczba połączeń i przekrojów przyjętych do analizy eksperymentalnej w elementach próbnych planowanych badań. Trzyletni projekt obejmujący analizę wpływu podatnego połączenia słupa z fundamentem na długość wybocheniową słupa i zachowanie się ramy przechyłowej zrealizowano w ramach Grantu Komitetu Badań Naukowych.

## 2. Przygotowania i przebieg eksperymentu

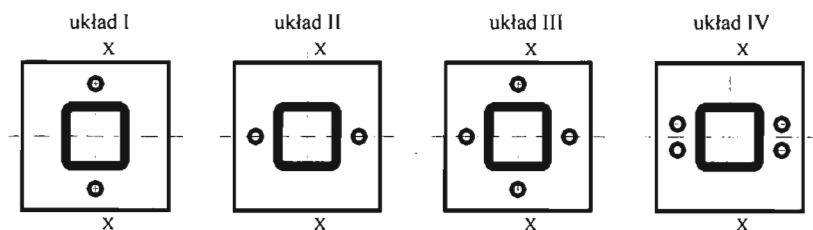
Do badań przygotowano 25 jednokondygnacyjnych, dwutraktowych ram (rys.1), wykonanych w skali 1 : 2,5. Słupy wykonano z rur kwadratowych 60x60x4 (70x70x4), rygle zaś z dwuteowników IPE 100. Geometria połączeń słupowo – ryglowych, podobnie jak stosunki sztywnościowe rygla i słupów, pozostawała niezmienna. Zmieniała się natomiast charakterystyka połączenia słupa z fundamentem. Zastosowanie w nim 4 różnych grubości blach podstawy ( $t = 4,8,12,18\text{mm}$ ) i 4 układów kotwienia do fundamentu (rys.2) pozwoliło płynnie kształtować podatność złącza, począwszy od quasi – przegubowego poprzez półsztywne do sztywnego. Wstępną klasyfikację przyjętych rozwiązań podano pod rysunkiem 2. Przygotowano 2 serie ram – 16 elementową z okrągłymi powiększonymi otworami na śruby w podstawach słupów (rys.2a) i 9 elementową z wycięciami (rys.2b), ułatwiającymi montaż słupa na fundamencie. Fundamenty (w ilości 75 sztuk) o wymiarach 300 x 300 x 400mm, z betonu B45, z zastosowaniem na kotwy śrub płytkowych, wykonano w specjalnej sześciokomorowej formie z przyczepnym wibratorem (rys.3). Zastosowanie szablonów o specjalnej konstrukcji zapewniło dokładne ustawienie śrub kotwiących.



Rys. 1. Rama na fundamentach

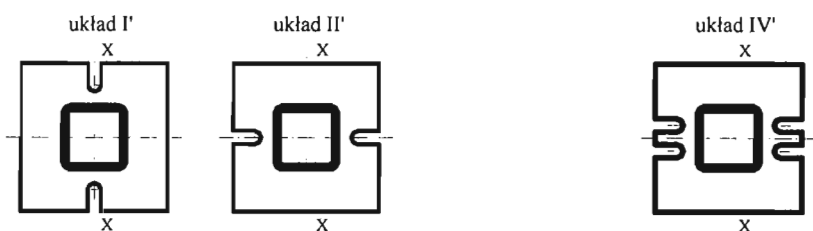
a)

$t = 4, 8, 12, 18$  mm



b)

$t = 4, 8, 12$  mm



Rys. 2a,b. Rozwiązania podstawy słupa (układ – grubość blachy  $t$ ): quasi – przegubowe (I<sup>(t)</sup> – 4,8; II<sup>(t)</sup> – 4), półsztywne (I<sup>(t)</sup> – 12; I – 18; II' – 8,12; III – 4, III – 8, IV<sup>(t)</sup> – 4,8), sztywne (II – 18; III – 12,18; IV<sup>(t)</sup> – 12; IV – 18).

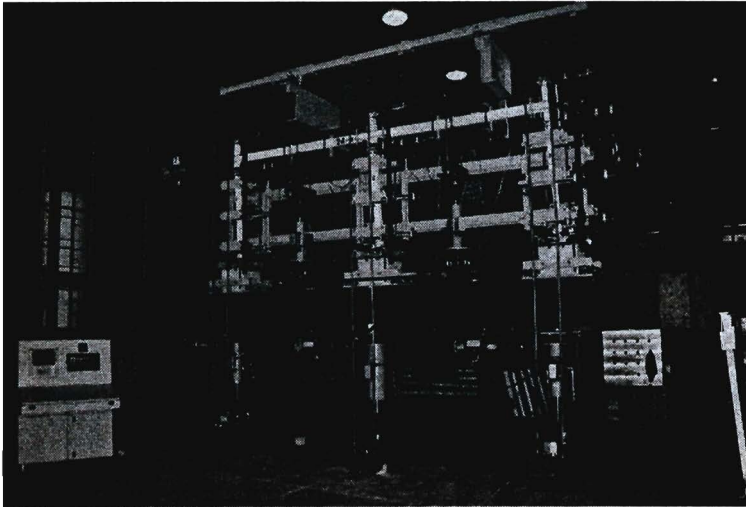


**Rys. 3.** Sześciokomorowa forma z przyczepnym wibratorem i szablonami do śrub kotwiących – po zabetonowaniu fundamentów.

W trakcie ustawiania ram na fundamentach przestrzeń pomiędzy stalowymi stopami słupów a fundamentami wypełniano podlewką grubości 1,5cm z szybko-twardniejącej zaprawy Ceresit CX15 osiągającej po 24h wytrzymałość na ściskanie  $> 40\text{MPa}$  (po 7 dniach  $> 60\text{MPa}$ ). Badania przeprowadzono na zbudowanym w tym celu stanowisku (rys.4,5,6), którego elementy zamocowano do konstrukcji oporowej jaką stanowi stalowa przestrzenna rama z wysuniętą na zewnątrz podpartą wspornikowo – belką. Szczegółowy opis modeli próbnych, stanowiska badawczego i zastosowanych rozwiązań technicznych przedstawiono w opracowaniu [8]. Ramy poddawano działaniu obciążeń grawitacyjnych przyłożonych do głowic słupów oraz w środkach rozpiętości rygli i obciążeniu poziomemu przyłożonemu do lewego węzła słupowo – ryglowego (rys.4,5,6). Obciążenia realizowano za pośrednictwem układu złożonego z zespołu siłowników, cięgien, trawers, stężeń, przesuwnych podpór, elementów wsporczych i zespołów elektronicznych sterujących pracą urządzeń. W celu zachowania grawitacyjnego charakteru przykładowych obciążeń w trakcie narastającego bocznego przechyłu rami (tj. pionowości cięgien łączących górne i dolne trawersy), z wykorzystaniem elementów układu „Hysdozok”, skonstruowano automatyczny system przesuwu siłowników pionowych.

Siłowniki pionowe przekazujące obciążenia, poprzez cięgna, na słupy i rygle zamocowano na ruchomych podporach przesuwanym o stosowne wartości przez siłowniki poziome (rys.4,5,6). Wielkości tych przesunięć były równoważne odpowiednim, horyzontalnym przemieszczeniom głowic słupów, mierzonym przez czujniki indukcyjne i przekazywanym do siłowników poziomych drogą elektroniczną.

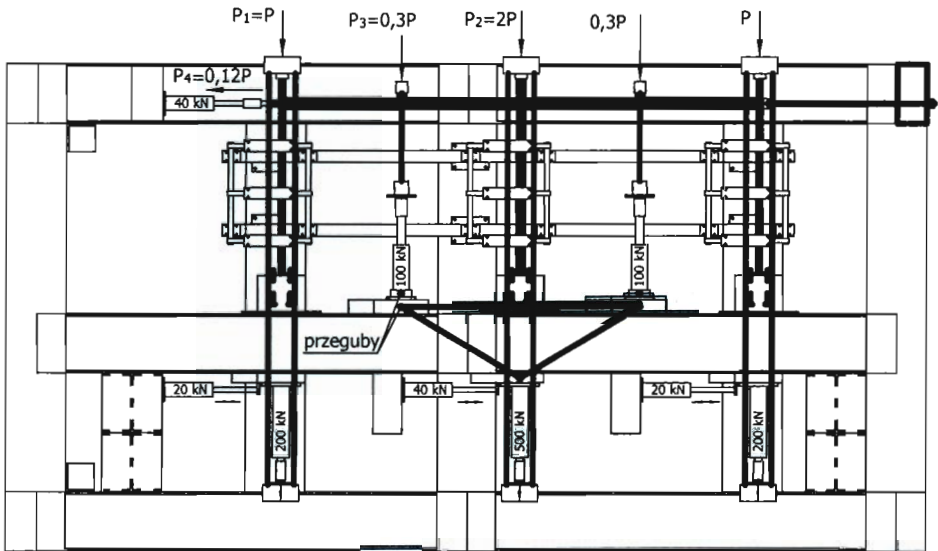




**Rys. 4.** Stanowisko badawcze



**Rys. 5.** Elementy automatycznego układu realizacji obciążenia – w tym systemu przesuwu

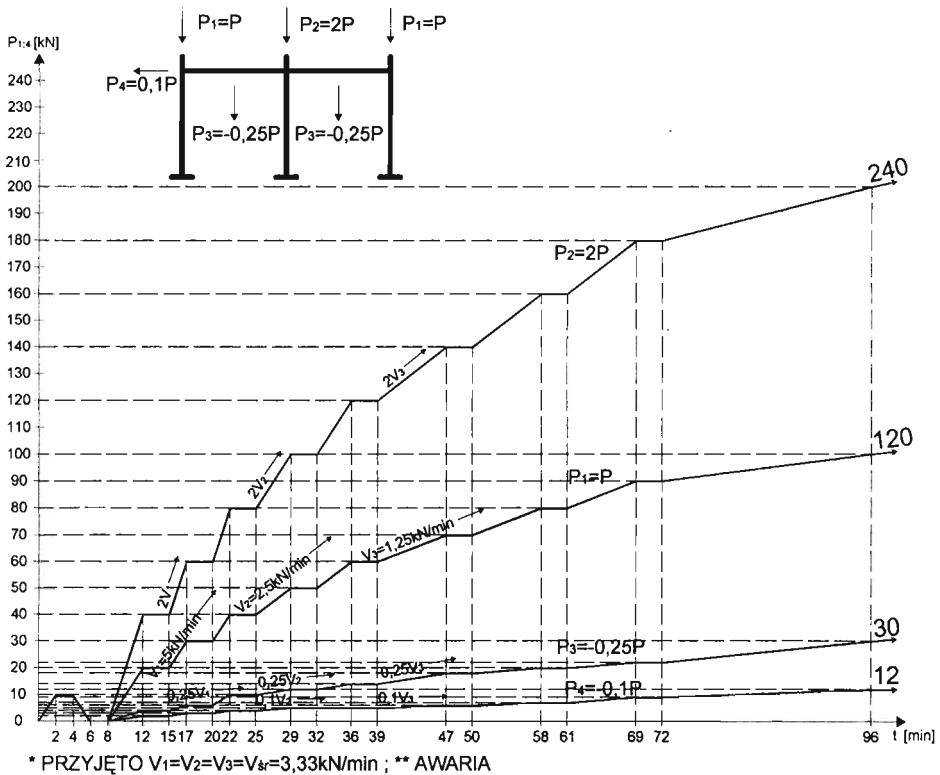


Rys. 6. Ideowy schemat stanowiska badawczego i układu obciążającego

Pracę tego systemu opisano szczegółowo w pozycjach [8,10]. Obciążenia pionowe  $P_1, P_2, P_3$  i poziome  $P_4$  narastały proporcjonalnie metodą kolejnych kroków, aż do zniszczenia ramy. Wyodrębniono trzy grupy ram (trzy-, pięcio- i siednasto-elementową), w których zastosowano trzy różne programy obciążeń, przyjmując kolejno dla każdej grupy relacje pomiędzy siłami:  $P_1, P_2, P_3, P_4$  jako:  $1 : 2 : 0,5 : 0,1$ ;  $1 : 2 : 0,25 : 0,10$ ;  $1 : 2 : 0,30 : 0,12$ .

Na rysunku 7 przedstawiono jeden z trzech programów dla ram R1, 3, 4, 7, 8. Dla nadania obciążeniu charakteru zbliżonego do statycznego utrzymano wolne tempo narastania obciążeń ( $V_1, V_2, V_3$  w [kN/minutę] podano na krzywych przyrostu sił). Proces obciążania prowadzony był automatycznie od momentu wciśnięcia przycisku START na pulpicie sterowniczym komputera przemysłowego systemu „Hysdozok” aż do zakończenia eksperymentu (rys.8a). Następowo było poprzez automatyczne wyłączenie systemu w chwili osiągnięcia przez głowicę prawego słupa ramy zaprogramowanej prędkości przemieszczenia. Przewidziano również awaryjne wyłączenie układu poprzez naciśnięcie przycisku STOP. Dla każdej z trzech serii ram system programowano (rys.8a). Polegało to na wczytaniu według odpowiedniej procedury wybranego programu obciążeń (rys.7). W trakcie trwania badania na 14” ciekłokrystalicznym ekranie panelu sterowniczego prezentowany był schemat obciążanej ramy (rys.8b) z układem wartości narastających obciążeń,

poziomych przemieszczeń głowic słupów oraz głównymi, aktualnymi parametrami eksperymentu. Przeszyczenia charakterystycznych punktów i obroty przekrojów mierzono 33 przetwornikami indukcyjnymi typu Peltron i w uzupełnieniu 6 czujnikami zegarowymi. Naprężenia dla określenia przebiegu momentów i ich zmian w trakcie trwania obciążenia mierzono tensometrycznie, rozmieszczając tensometry w liczbie od 32 do 40 sztuk (w zależności od elementu próbnego) w wybranych przekrojach słupów i rygli.

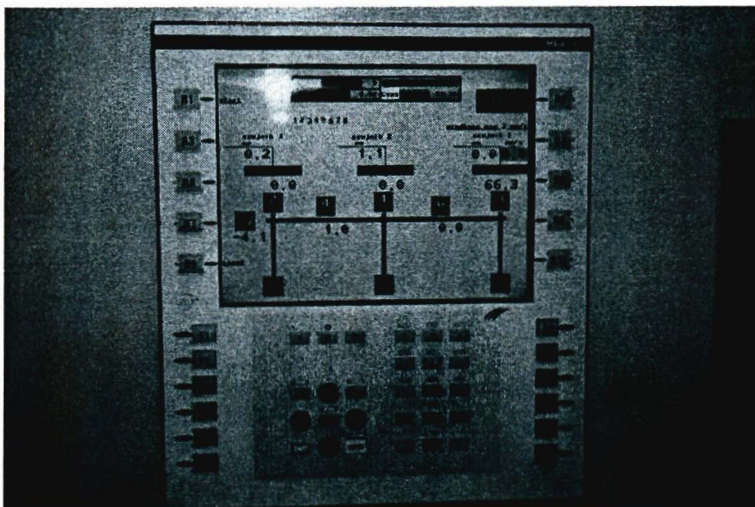


Rys. 7. Program obciążeń dla ram R1,3,4,7,8 (\*awaria systemu obciążenia)

a)



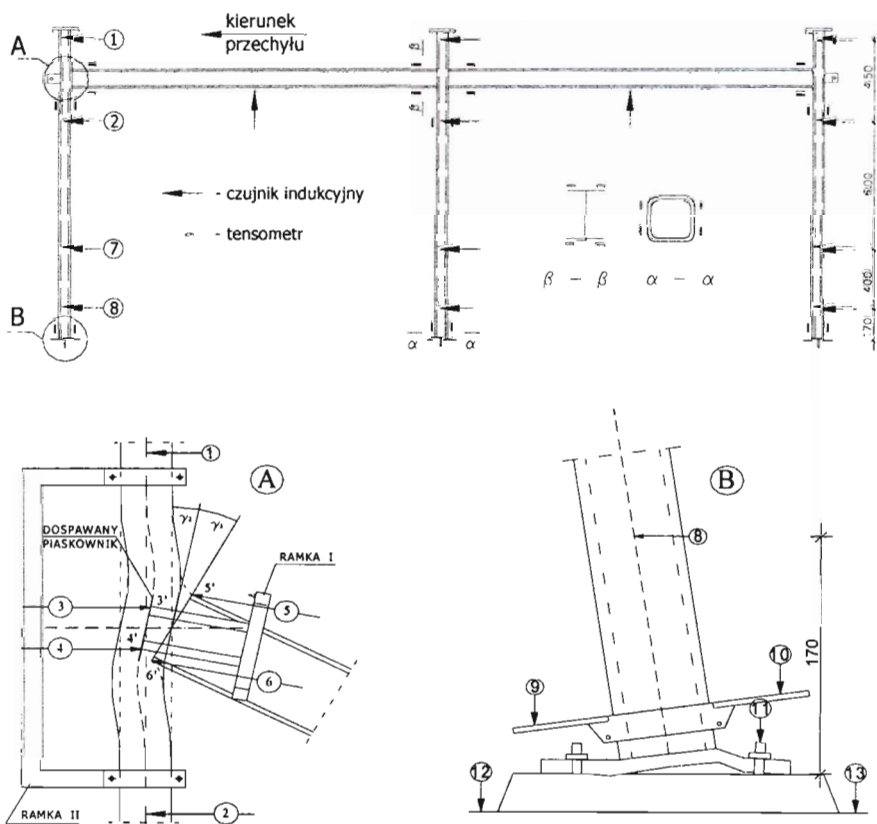
b)



**Rys. 8a,b.** Programowanie komputera przemysłowego (a) i panel sterowania z ciekłokrystalicznym ekranem (b).

Szczegółowy opis sposobów pomiaru przemieszczeń, obrotów, rozmieszczenia czujników indukcyjnych i tensometrów podano w pracach [7,8,11], a na rysunku 9 przedstawiono to schematycznie. Zapisu indukcyjnych i tensometrycznych pomiarów dokonano za pośrednictwem systemu rejestracji przemieszczeń i naprę-

żeń „Vishey 4000” (rys. 10) w możliwie krótkich 10 sekundowych odstępach. System po modernizacji i rozbudowie (wymianie oprogramowania, przyłączy, uzupełnieniu o dodatkowe skanery i karty robocze) dysponuje 40 kanałami tensometrycznymi i 40 indukcyjnymi. W przypadku tych ostatnich – 6 przyłączy wykorzystano do zapisu chwilowych wartości sił z siłowników pionowych i siłownika poziomego (rys. 4,5,6).

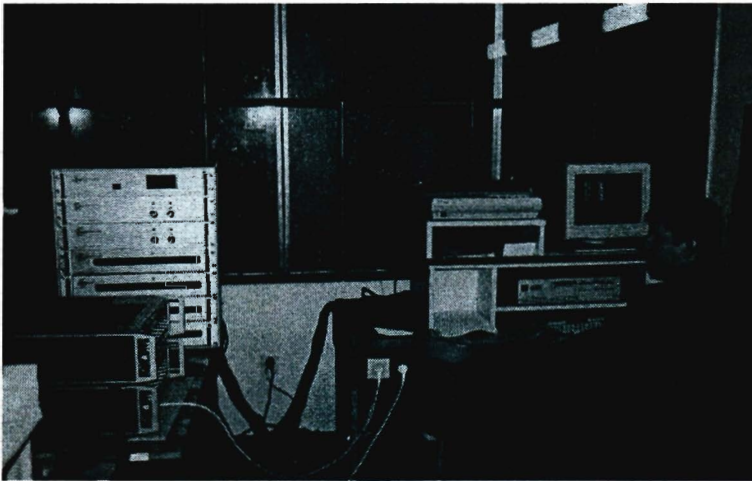


Rys. 9. Rozmieszczenie czujników przemieszczeń i tensometrów

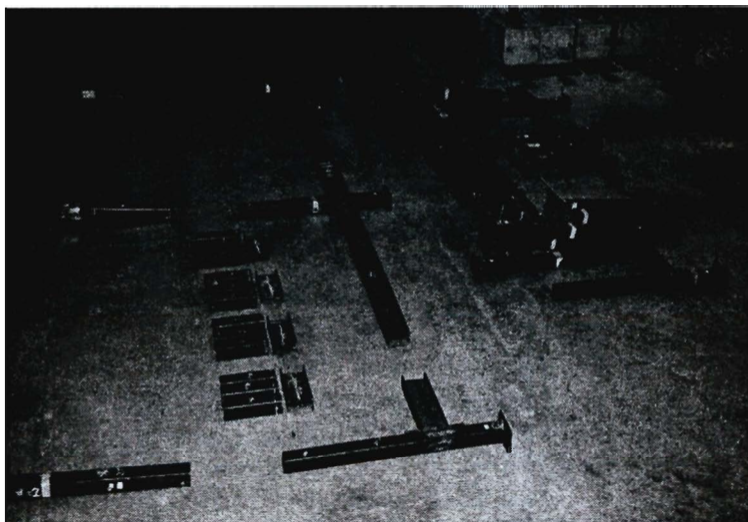
W przebiegu eksperymentu można wyróżnić 3 etapy. Niemal cały proces obciążenia związany jest z powolnym, narastającym przechyłem ramy, po czym następuje szybkie, kilkusekundowe przemieszczanie się przekrojów i gwałtowny upadek konstrukcji. Nagłe zawalenie się ramy jest następstwem utrzymania

przez siłowniki, w momencie utraty nośności elementu, zaprogramowanych wartości sił, co stanowiło jeden z warunków przy projektowaniu systemu „Hysdozok”. Zniszczeniu stanowiska badawczego zapobiegało automatyczne samowylączenie się systemu oraz, na wypadek jego niezadziałania, blokada mechaniczna i wyłącznik STOP.

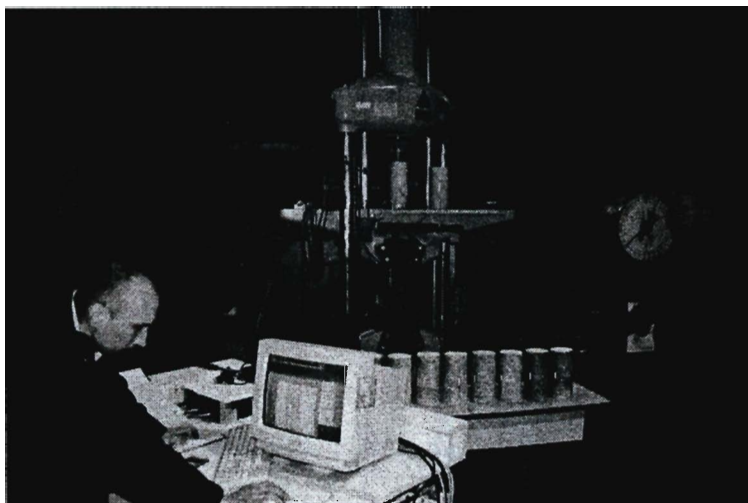
Wykonano obszerną inwentaryzację elementów próbnych oraz badanie materiałowe stali (z jakiej wykonano słupy, rygle, blachy podstaw, śruby kotwiące), betonu fundamentów i podlewki. Próby rozciągania dla stali słupów, rygli i blach podstawy, w celu określenia wartości  $R_e$ ,  $R_m$ ,  $A_5$ , wykonano na dwóch etapach, pobierając próbki – przed realizacją modeli ram z przygotowanych arkuszy blachy i kształtowników oraz po zakończeniu badań z wybranych czterech modeli (rys.11). Łącznie przeprowadzono 68 prób rozciągania. Badanie betonu fundamentów przeprowadzono na kostkach 10 x 10 x 10cm, zaś badanie podlewki na kostkach 10 x 10 x 10cm i beleczkach 4 x 4 x 16cm (jak dla zaprawy). Moduł sprężystości w obu przypadkach określono komputerowo (rys.12) z wykorzystaniem techniki tensometrycznej.



Rys. 10. System rejestracji przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000”



**Rys. 11.** Wycinki słupów i rygli z wybranych elementów próbnych do wykonania próbek dla badań materiałowych.



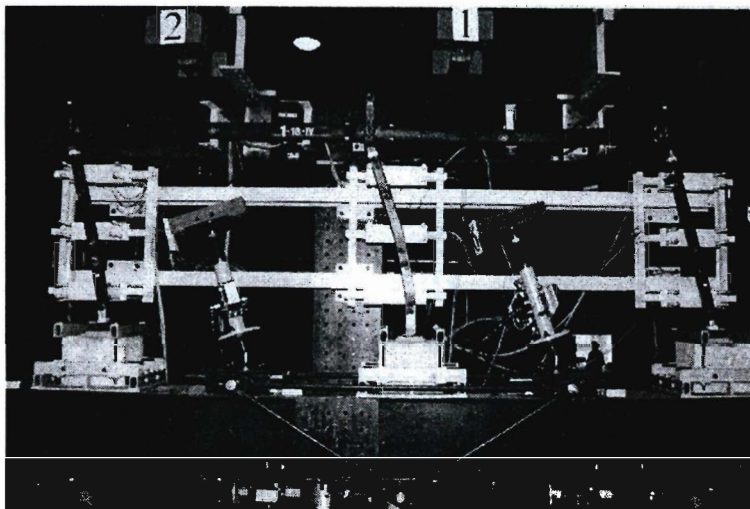
**Rys. 12.** Komputerowe badanie modułu sprężystości betonu i zaprawy

### 3. Wybrane wyniki badań

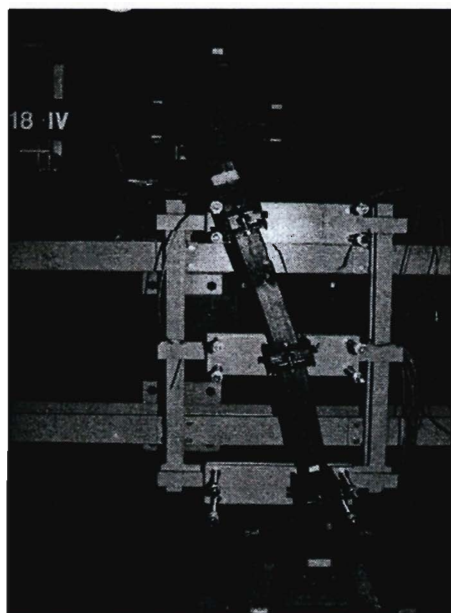
Na rysunkach 13 – 20 przedstawiono efekty z badań trzech wybranych ram: o sztywnym połączeniu słupa z fundamentem – rama R1–18–IV (rys. 13,14,15), o połączeniu pośrednim – rama R17–8–II' (rys. 16,17) i o połączeniu quasi – przegubowym – rama R12(13)–4–I<sup>(1)</sup> (rys. 18,19,20). Przyjęte symbole oznaczają kolejno: numer ramy – grubość blachy podstawy w mm – układ śrub i kształt otworu na śruby według rysunku 2. W pierwszym eksperymencie (R1–18–IV), w którym wykorzystano ramę ze sztywnym połączeniem słupa z fundamentem – w celu pełnego rozpoznania zachowania się obciążanego modelu oraz pracy systemów i aparatury pominięto blokady i doprowadzono element do stanu awarii budowlanej (rys.13). Uzyskane w ten sposób rejestrowane informacje pozwoliły, między innymi, przyjąć swobodny skok blokady mechanicznej, dopuszczalną prędkość zastosowaną w blokadzie elektronicznej (wyjaśniono to szczegółowo w pracach [8,10,11]) i wprowadzić drobne korekty przyjętych rozwiązań technicznych stanowiska badawczego. Na rysunku 21 zaprezentowano graficzne zależności ( $P - \Delta$ ) pomiędzy poziomymi przemieszczeniami „ $\Delta$ ” przekrojów środkowych słupów ram: R12(13)–4–I<sup>(1)</sup>, R17–8–II i R25–18–II', mierzonymi na poziomie głowicy słupa, a narastającym obciążeniem reprezentowanym przez siłę  $P$ .

Wykres  $P - \Delta$  dla ramy R25 wprowadzono w zamian za wykres  $P - \Delta$  ramy R1 (z rys. 13), ponieważ ramę R1 przebadano przy nieco skorygowanym układzie sił (1:2:0,25:0,1), zaś ramy R12(13), R17 i R25 badano przy  $P_1 : P_2 : P_3 : P_4$  równym 1:2:0,3:0,12. Połączenia słupowo – fundamentowe obu ram R1 i R25 (połączenia sztywne) mają zbliżone charakterystyki pracy  $M - N - \phi$  (moment – siła osiowa w słupie – obrót połączenia).

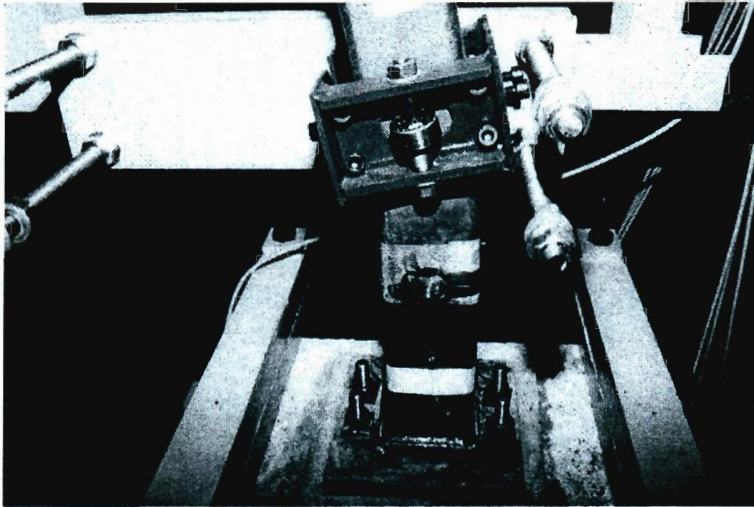




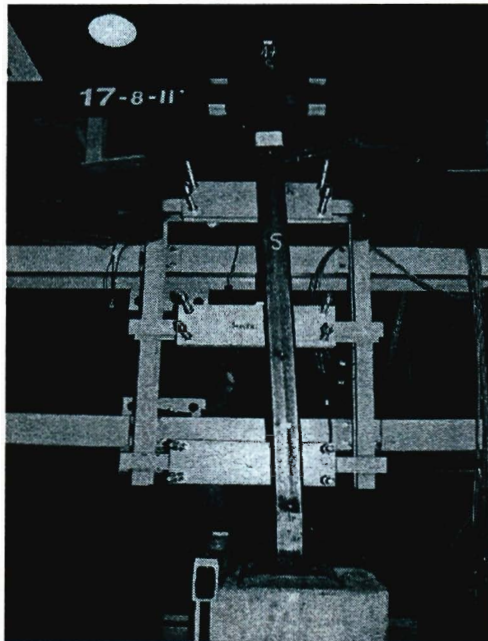
**Rys. 13.** Rama R1 – 18 – IV po zniszczeniu



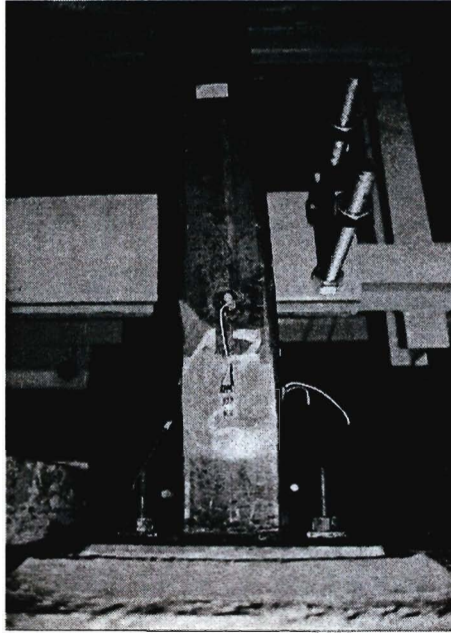
**Rys. 14.** Słup środkowy ramy R1 – 18 –IV po jej zniszczeniu



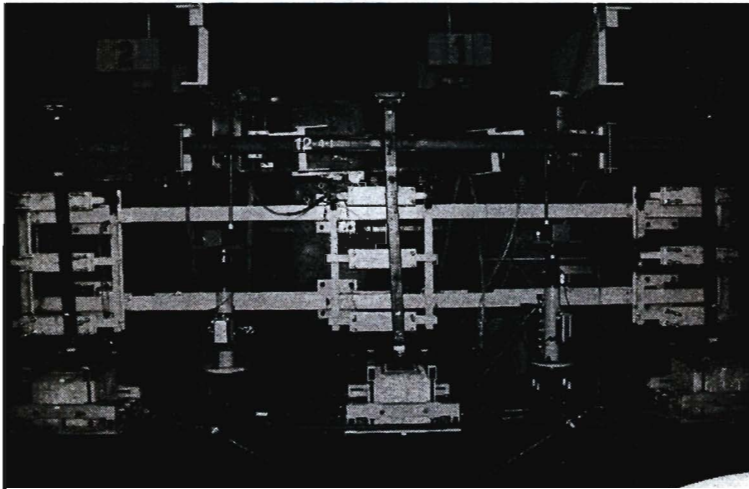
Rys. 15. Połączenie środkowego słupa ramy R1-18-IV z fundamentem, po jej zniszczeniu



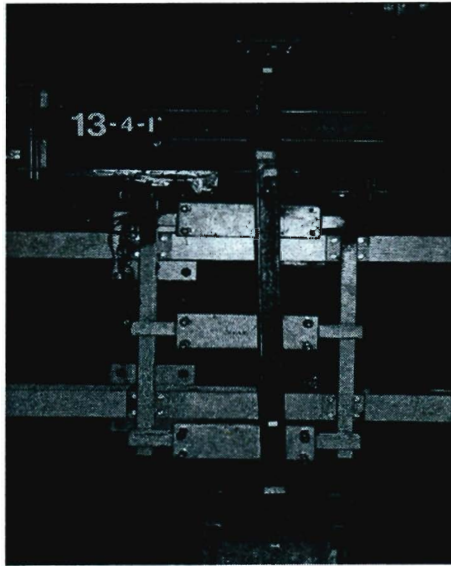
Rys. 16. Słup środkowy ramy R17 - 8 - II' po jej zniszczeniu



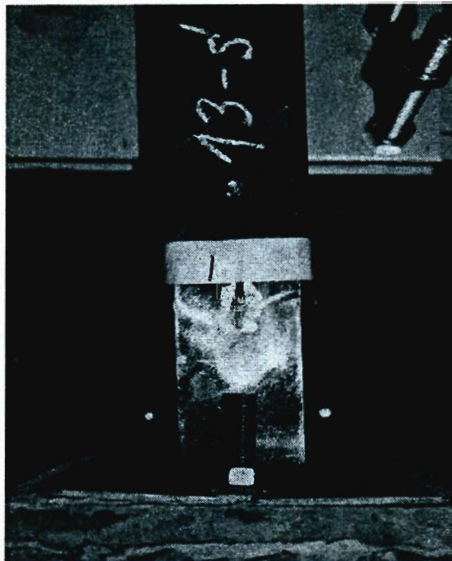
**Rys. 17.** Połączenie środkowego słupa ramy R17-8-II' z fundamentem po jego zniszczeniu



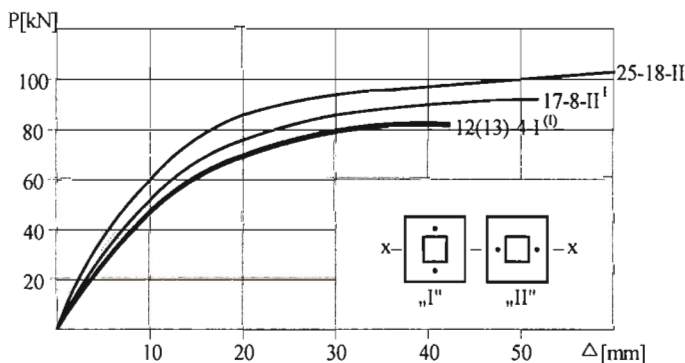
**Rys. 18.** Rama R12-4-I po zniszczeniu



**Rys. 19.** Słup środkowy ramy R13-4-I' po jego zniszczeniu



**Rys. 20.** Połączenie środkowego słupa ramy R13-4-I' z fundamentem po jej zniszczeniu



**Rys. 21.** Poziome przemieszczenia „ $\Delta$ ” przekrojów środkowych słupów ram R12(13),17,25 mierzone na poziomie głowy słupa w funkcji narastającego obciążenia  $P$

#### 4. Uwagi i wnioski

- Badanie ram przechyłowych, charakteryzujące się znacznym poziomem trudności, wymaga odpowiedniego przygotowania bazy laboratoryjnej. W celu realizacji eksperymentu zbudowano uniwersalny, komputerowo sterowany system siłowy, a na jego bazie automatyczny system przesuwu siłowników pionowych, zapewniający zachowanie grawitacyjnego charakteru przykładanych obciążeń w trakcie narastającego przechyłu ramy. Zmodernizowano i rozbudowano do 80 punktów pomiarowych system rejestracji przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000”. Zaprojektowano i zastosowano szereg unikatowych rozwiązań technicznych, między innymi takich, które zapewniają swobodny przechył ramy (przy zabezpieczeniu słupów przed wyboczeniem, a rygli przed zwichrzeniem), pomiar faktycznych wartości przemieszczeń i obrotów przekrojów, poprawność montażu ram na podlewkach.
- Badanie 25 ram przechyłowych, jest obszerną, w porównaniu z dotychczas przeprowadzanymi tego typu testami, eksperymentalną analizą wpływu podatności połączenia słupa z fundamentem na zachowanie się konstrukcji przechyłowej. Testy przeprowadzono na elementach o stałej, dobranej geometrii, różniących się wyłącznie konstrukcją rozpatrywanego złącza, by dokładnie oszacować wpływ poszczególnych parametrów geometrycznych (grubości blach podstawy, ilości i układów śrub kotwiących, kształtu otworów na śruby)

na zachowanie się połączenia i obciążonej konstrukcji. Geometrię i pozostałe parametry ramy dostosowano do gabarytów stanowiska badawczego i możliwości systemu siłowego. Wzięto pod uwagę przyjęte relacje pomiędzy wartościami przykładowych sił i niezbędny zapas nośności układu obciążającego (równoczesna praca 9 z 10 siłowników układu w funkcji parcia i ssania przy jednoczesnym dużym zapotrzebowaniu na energię – w chwili utraty nośności przez konstrukcję – związanym z utrzymaniem przez system zaprogramowanych wartości sił). Sporządzenie programu badawczego – w tym ustalenie liczebności i charakterystyki elementów próbnych jest zawsze problemem, bowiem pogodzenie możliwości z potrzebami wynikającymi z identyfikacji teoretycznych zależności i hipotez jest niezwykle trudne.

- W przeprowadzonych badaniach nie zaobserwowano wpływu na zachowanie się konstrukcji, zastosowanych w podstawach tak zwanych wycięć na śruby ułatwiających montaż słupa na fundamencie. Niezależnie od kształtu otworów ramy zachowywały się podobnie.
- Zmiana podatności połączenia słupa z fundamentem powodowała w skrajnych przypadkach (ramy 12(13) – 4 – I<sup>(1)</sup> i 25 – 18 – II o jednakowym programie obciążeń) 25% zmianę wartości maksymalnych sił  $P$  osiągniętych w momencie utraty nośności ramy.
- Badania potwierdzają znaczny wpływ podatności połączenia słupa z fundamentem (tj. charakterystyki rzeczywistego zachowania się węzła [12,13,14,15]) na boczne wychylenia ramy przechyłowej. Wychylenia ram reprezentowane przez przemieszczenia poziome głowic środkowych słupów zmieniały się w zależności od podatności połączenia (i poziomu obciążeń) w granicach do 80% (ramy R7 – 4 – IV i R1 – 18 – IV).
- Badania przeprowadzono na ramach dwutraktowych przy znacznej wartości sił osiowych w słupach w stosunku do przyłożonej siły poziomej. Przyjęto pionowe obciążenie słupa środkowego o wartości dwukrotnie wyższej ( $P_2 = 2P$ ) w porównaniu z obciążeniem słupów skrajnych ( $P_1 = P$ ). Połączenie słupa środkowego wykazywało znacznie większą sztywność aniżeli połączenie obu pozostałych słupów. Wynikało to w mniejszym stopniu z niewielkiej różnicy pomiędzy parametrami geometrycznymi złączy (na trzony słupów zastosowano rury 70x70x4 i 60x60x4 – odpowiednio na środkowy i skrajne), a przede wszystkim z założonego stosunku sił osiowych (2:1). Zakończone ostatnio w Politechnice Białostockiej badania eksperymentalne 66 wyizolowanych połączeń słupa z fundamentem (testy przeprowadzono na krótkich słupkach przy różnych relacjach sił: pionowej i poziomej, przykładowych do głowicy elementu), będących kopią złączy występujących w ramach, potwier-

dziły bardzo silny wpływ siły osiowej w słupie na sztywność i nośność połączenia. Przy zastosowaniu podlewki wysokiej wytrzymałości i przy narastającym stosunku siły pionowej do poziomej nawet złącza o cienkich blachach ( $t = 4\text{mm}$ ) i przy układzie śrub  $I^{(s)}$  nabierały cech połączenia półsztywnego. Obciążane podlewki zachowywały się sprężysto i nie ulegały zniszczeniu, pomimo dużych miejscowych naprężeń. Zjawisko to spowodowało znaczne usztywnienie ram, w tym ram o złączach słupowo – fundamentowych, zbliżonych pozornie do quasi przegubu. Zmniejszyło to różnice pomiędzy zachowaniem się badanych elementów o skrajnych rozwiązaniach węzłów. Należy zauważyć, że w testach przyjmowano siłę poziomą  $P_4 = 0,1(0,12)P$ . Zmiana relacji pomiędzy obciążeniem poziomym a wartościami sił pionowych spowodowałaby zmianę charakterystyki pracy połączeń słupowo – fundamentowych oraz zmianę zachowania się konstrukcji.

- Zaprezentowane na fotografiach (zamieszczonych w opracowaniu, jak i z pozostałych badań) formy odkształceń blachy podstawy, dolnych części trzonów słupa, słupów i całych ram odpowiadają stanowi konstrukcji po zdjęciu obciążenia (deformacje trwałe). W chwili utraty nośności przez element (na poziomie sprężysto – plastycznym) były one bardziej zaawansowane (uwaga nie dotyczy ramy R1).
- Zastosowanie szybkoztwardniejącej mieszanki Ceresit CX15 (osiągającej wytrzymałość  $> 40\text{Mpa}$  po 24h i  $> 60\text{Mpa}$  po 7 dobach) oraz skonstruowanie mechanizmu podnoszenia i opuszczania ramy pozwoliło sprawnie i dokładnie wykonać podlewki metodą wyciskania ciekłoplastycznej masy (z ramowego szablonu mocowanego do fundamentu) i utrzymać kilkudniowy cykl badań. Sposób ten można z powodzeniem stosować w warunkach przemysłowych. Umożliwia to dalszy montaż konstrukcji już po upływie 24h. Przy mieszance betonowej – zastosowanie ciekłoplastycznej konsystencji powoduje znaczne obniżenie jej wytrzymałości, podbijanie zaś półsuchej mieszanki betonowej nie gwarantuje uzyskania podlewek o jednorodnych i wysokich parametrach wytrzymałościowych.
- Szczegółowe informacje i wnioski dotyczące zrealizowanego tematu zawarte w opracowaniu projektu badawczego, będą przedmiotem dalszym studiów.

## Literatura

- [1] Iványi M.: Experimental research on the behaviour of full – scale steel frame. Regional colloquium on stability of steel structures. Hungary, Budapest, 19-21 October 1977. 311-328 Final report.
- [2] Iványi M. jr., Iványi M.: Test steel frames with semi – rigid connections. IX International Conference on Metal Structures. Poland, Kraków, 26-30 June 1995. 307-314
- [3] Liew R. J. Y., Yu C. H., Y. H. Ng. & N. E. Shanmugam: Testing of semi – rigid unbraced frames for calibration of second – order inelastic analysis. Journal of Constructional Steel Research, 1977. 159-195.
- [4] Ph. Boeraeve, B. Lognard, J.Janss, J.C.Gérardy & B.Schleich: Elasto – plastic Behaviour of Steel Frame Works, Journal of Constructional Steel Research 27 (1993), 3-21.
- [5] Scholz H.: Approximate P – Delta Method for Sway Frames with Semi – rigid Connections, Journal of Constructional Steel Research 15 (1995), 215-231.
- [6] Ligocki I.: Wybrane badania eksperymentalne stalowych ram przechyłowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 22/2002.
- [7] Ligocki I.: Założenia programu eksperymentalnego i technika obciążeń w badaniach ram przechyłowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 22/2002.
- [8] Ligocki I.: Badanie ram przechyłowych w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych, stanowiska i elementów próbných. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 23/2003.
- [9] Ligocki I.: „HYSDOZOK” – zautomatyzowany system do zadawania obciążeń w badaniach konstrukcji. Konstrukcje stalowe 3(55), IV/2002.
- [10] Ligocki I.: Technika obciążania – w badaniach ram przechyłowych – z wykorzystaniem automatycznego systemu przesuwu siłowników. Konstrukcje stalowe 6(64), X 2003.
- [11] Ligocki I.: Wpływ podatności połączenia słupa z fundamentem na pracę konstrukcji w badaniach ram przechyłowych. Konstrukcje stalowe 5(63), X 2003.
- [12] Bródka J., Kozłowski A.: Sztywność i nośność węzłów podatnych. Białystok – Rzeszów, 1996.
- [13] Wald F.: Column bases. České vysoké učení technické. Praha, 1995.
- [14] Wald F.: Resistance and stiffness model of column bases by component method. Węzły podatne w konstrukcjach metalowych i zespolonych. Politechnika Warszawska, Warszawa, 24-25 XI 2000.



- [15] Guisse S., Vandegans D., Jaspert J. P.: Application of the component method to column bases – experimentation and development of mechanical model for characterization. Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l' Industrie des Fabrications Métalliques Bruxelles, Steel Construction Department MT 195, December 1996.

## **PREPARATIONS, A COURSE AND SELECTED RESULTS OF THE EXPERIMENTAL RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES**

**Summary:** The experimental researches of the 25th one – storey, two –bay sway steel frames are carried on at Białystok Technical University. In this paper, the report from these experiments was published. The preparations, a course and selected results were presented in an extensive photographic form.

**Key words:** sway frame, experiment, results

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/2/04.



Jerzy L. Lisowski

## KOMPLEKSOWE ZARZĄDZANIE JAKOŚCIĄ W POLSKIM BUDOWNICTWIE

**Streszczenia:** W artykule zaprezentowane zostały wyniki drugiej części programu badawczego zrealizowanego przez Politechnikę Białostocką na temat wpływu systemów jakości na przedsiębiorstwa budownictwa. Polskie doświadczenia przedstawione w tej analizie bezspornie wskazują, że kompleksowe zarządzanie jakością (TQM) może być bardzo użytecznym rozszerzeniem funkcjonującego w firmie budowlanej systemu jakości opartego na normach ISO.

**Słowa kluczowe:** budownictwo, TQM, funkcjonowanie

### 1. Wprowadzenie

Kompleksowe zarządzanie jakością (TQM), wzbogacone ciągle rozwijającymi się technikami ją wspomagającymi jest coraz to bardziej akceptowane i stosowane również w naszym kraju. Wspomaga ono funkcjonujące w organizacjach systemy jakości zgodne z normami ISO. Trzy aspekty tego zjawiska są tu, zdaniem autora, istotne:

- a) jest to reakcja przedsiębiorstw na wzrastającą konkurencję krajową i globalną;
- b) TQM wymaga integracji wielu funkcji menedżerskich, co ma doprowadzić do poprawy jakości zarówno produktu powstającego wewnątrz tych funkcji, jak i produktu całego przedsiębiorstwa;
- c) TQM zaczyna być również coraz bardziej popularne w sektorach usługowych gospodarki oraz w budownictwie.

Podstawą idei kompleksowego zarządzania jakością jest przekonanie, że jakość jest niezbędna we wszystkich funkcjach działalności organizacji, a nie tylko wyłącznie w produkcji. Jest to uzasadnione występowaniem zjawiska synergii

wewnątrz organizacji, potrzebą dostarczania dobrych jakościowo produktów, zarówno do klientów wewnętrznych jak i zewnętrznych, oraz koniecznością wspierania kultury projakościowej i odpowiedniego systemu wartości w całej organizacji. Przedsiębiorstwa, które zdecydowały się wdrażać TQM stosują zwykle techniki poprawy jakości nieomal na każdym etapie rozwoju produktu – na etapie jego wytwarzania, dystrybucji, administracji i obsługi nabywców. W żadnej innej technice zarządzania powiedzenie „klient to nasz pan” nie jest bardziej prawdziwe niż w TQM. A klienci są zarówno zewnętrznymi (w tym kanały dystrybucji), jak i wewnętrznymi (włącznie z funkcjami zarządzania kadrami). Techniki zarządzania jakością i TQM stają się obecnie najważniejszymi narzędziami jakie może uruchomić każda organizacja (wytwórcza czy usługowa), walcząc o swoje przetrwanie i rozwój w warunkach gospodarki wolnorynkowej. Chociaż budownictwo ma wiele cech, które je różni od zakładów typowo przemysłowych, czy też typowo usługowych, może ono i powinno wykorzystywać techniki zarządzania w jak najszerszym stopniu, aby sprostać wymaganiom stawianym mu przez gospodarkę wolnorynkową w momencie wejścia naszego kraju **do Unii Europejskiej**.

Aby rozpoznać dzisiejszą sytuację w tym obszarze w czołowych polskich przedsiębiorstwach wykonawstwa budowlanego, podjęto w połowie 2001 r., obecnie już zakończone, badania empiryczne pn. „Badania metod zarządzania jakością stosowanych w praktyce krajowych przedsiębiorstw budownictwa” [1]. W niniejszym artykule zaprezentowane zostaną wyniki ich drugiego etapu, dotyczącego kompleksowego zarządzania jakością (TQM). Najważniejsze cele, które zostały postawione przed omawianym przedsięwzięciem badawczym (w zakresie prezentowanym w niniejszym artykule), ograniczono do rozpoznania wpływu stosowanej filozofii kompleksowego zarządzania jakością (TQM) na wybrane aspekty zarządzania przedsiębiorstwem budowlanym, na znajomość narzędzi (zarządzania jakością), na ocenę satysfakcji klienta oraz na wyniki działalności przedsiębiorstw.

W sumie wytypowano do badań 333 przedsiębiorstwa położone na terenie całej Polski. Przedsiębiorstwa posiadające certyfikowane systemy zarządzania jakością to głównie firmy z zakresu budownictwa ogólnego i inżynierii lądowej. Stanowiły one blisko 55 % badanej populacji. Do realizacji badań zastosowano anonimowe ankiety wypełnione przez przedsiębiorstwa oraz wywiad bezpośredni w tych przedsiębiorstwach, które wyraziły na to zgodę. Liczba przedsiębiorstw, którym zaproponowano udział w badaniach była dwa razy większa niż liczba firm posiadających w tym czasie certyfikowany system jakości według jednej z norm ISO z rodziny 9000. Ostatecznie w badaniach uczestniczyło 45 przedsiębiorstw, z których tylko niektóre stosują w praktyce kompleksowe zarządzanie jakością.

## 2. TQM a zarządzanie przedsiębiorstwem

W dalszej części badań to właśnie ta grupa przedsiębiorstw, stosująca już w praktyce TQM jako rozwinięcie systemu jakości, została poproszona o ocenę wpływu TQM na doskonalenie niektórych aspektów procesu zarządzania firmą. Przedsiębiorstwa oceniały każdy z nich z wykorzystaniem skali 1 - 7 według poniższego klucza: 1 - zdecydowane pogorszenie w ocenianym aspekcie, 2 - pogorszenie, 3 - minimalne pogorszenie, 4 - oceniany aspekt pozostaje bez zmian, 5 - minimalna poprawa, 6 - poprawa, 7 - zdecydowana poprawa. Jeżeli badany aspekt procesu zarządzania nie mógł być oceniony, to respondenci byli proszeni o zidentyfikowanie przyczyny braku oceny również wg podanego im klucza.

Z uwagi na przyjęcie założenia, że tylko te przedsiębiorstwa zostaną uwzględnione, które zadeklarowały swoje zainteresowanie TQM, wielkość próby stanowiło czternaście organizacji.

W tabeli 1. zostały zaprezentowane wyniki sondażu obliczone jako średnie arytmetyczne z odpowiedzi przedsiębiorstw oraz odsetek braku (z różnych przyczyn) oceny parametru.

Tab. 1.

Średnie oceny wpływu TQM na wybrane aspekty procesu zarządzania

| Lp. | Aspekt procesu zarządzania                                         | Ocena średnia | Brak oceny ( % ) |
|-----|--------------------------------------------------------------------|---------------|------------------|
| 1   | Poprawa jakości wyrobów i/lub usług                                | 5,15          |                  |
| 2   | Poprawa funkcjonowania całego przedsiębiorstwa                     | 5,50          |                  |
| 3   | Usprawnienie zarządzania                                           | 5,70          |                  |
| 4   | Upowszechnienie świadomości występujących problemów proceduralnych | 5,78          | 10               |
| 5   | Usprawnienie eliminacji problemów proceduralnych                   | 5,56          | 10               |
| 6   | Poprawa wydajności                                                 | 4,65          |                  |
| 7   | Poprawa kultury organizacyjnej                                     | 5,70          |                  |
| 8   | Ułatwienie wprowadzania w zakres obowiązków nowych pracowników     | 5,60          |                  |
| 9   | Poprawa image przedsiębiorstwa                                     | 5,60          |                  |
| 10  | Poprawa pozycji rynkowej przedsiębiorstwa                          | 5,05          |                  |
| 11  | Wzrost satysfakcji klientów (zamawiających)                        | 5,33          | 10               |
| 12  | Usprawnienie obsługi klientów (zamawiających)                      | 5,40          |                  |
| 13  | Wzrost sprzedaży produktów i/lub usług                             | 4,85          |                  |
| 14  | Poprawa zyskowności przedsiębiorstwa                               | 4,50          |                  |

Źródło : opracowanie własne

Generalne uwagi jakie nasuwają się w wyniku analizy powyższych danych:

1. W żadnym z ocenianych parametrów średnia ocena wpływu TQM na dany aspekt procesu zarządzania nie była niższa niż 4,00, co oznacza, że kompleksowe zarządzanie jakością realizowane w przedsiębiorstwie, w żadnym wypadku nie powoduje obniżenia sprawności zarządzania.
2. Należy uważać, że w stosunku do aspektów z oceną poniżej 5,00 (minimalna poprawa), sytuacja jest pomiędzy: bez zmian, a minimalna poprawa.
3. Należy uważać, że w stosunku do aspektu ocenionego powyżej 5,75 sytuacja uległa poprawie.
4. W pozostałych przypadkach oceny wskazują, że sytuacja jest pomiędzy minimalną poprawą a poprawą.
5. Średnia ocen we wszystkich rozpatrywanych aspektach wynosi 5,31, co oznacza, że sytuacja uległa minimalnej poprawie.

Z całą pewnością zaznaczył się pozytywny wpływ TQM w przypadku aspektu nazwanego „upowszechnienie świadomości występujących problemów proceduralnych” (ocena 5,78). Dalej najwyższe noty (5,70) uzyskały dwa aspekty: usprawnienie zarządzania i poprawa kultury organizacyjnej. Niewiele im ustępują – ułatwianie wprowadzania w zakres obowiązków nowych pracowników i poprawa image przedsiębiorstwa (z ocenami 5,60). Na drugim końcu skali znajdują się jednak tak ważne aspekty, jak: wzrost sprzedaży produktów i/lub usług (4,85), poprawa wydajności (4,65) i poprawa zyskowności przedsiębiorstwa z oceną najniższą w całym rankingu (4,50).

Różnice ocen średnich wszystkich parametrów były jeszcze większe w porównaniach przedsiębiorstw. Bowiern największa wynosiła, aż 6,79 (sytuacja uległa zdecydowanej poprawie po wprowadzeniu TQM), a najniższa, niestety, 4,36, co oznacza bardzo niewielki postęp.

### **3. TQM, a znajomość narzędzi**

W trakcie programu badawczego, również i w tej grupie przedsiębiorstw (stosujących TQM), wysondowano znajomość i przydatność podstawowych narzędzi w zarządzaniu jakością, na takich samych zasadach, jak to zostało uprzednio dokonane w odniesieniu do firm niewdrażających kompleksowego zarządzania jakością. Przedsiębiorstwa były proszone o zidentyfikowanie stosowania lub przyczyn ich niestosowania według poniższego klucza:

- 1 - znane i mają pełną akceptację w przedsiębiorstwie,

- 2 - akceptowane, lecz znajomość ich jest niewielka,
- 3 - znane, lecz nieakceptowane w konkretnym przedsiębiorstwie,
- 4 - całkowicie nieznanne w badanym przedsiębiorstwie.

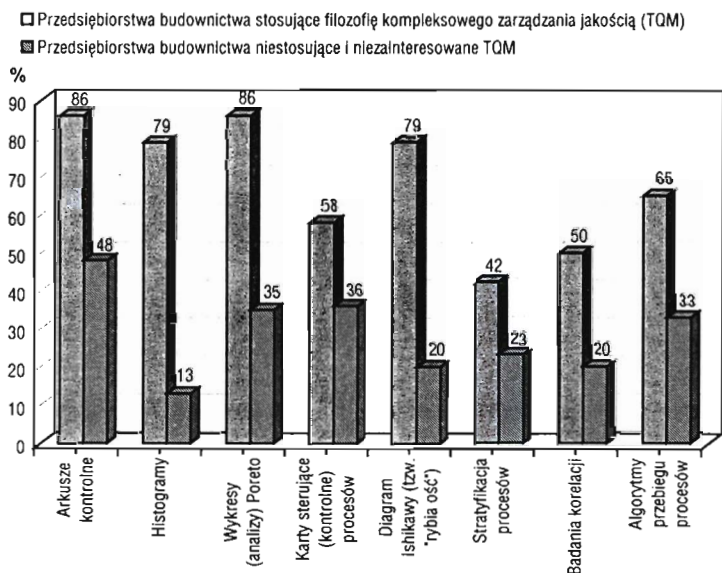
Wyniki badań ankietowych zawiera tabela 2.

**Tab. 2.**

Podstawowe narzędzia zarządzania jakością w przedsiębiorstwach wdrażających TQM (struktura odpowiedzi) ( % )

| Lp. | Wyszczególnienie                     | 1  | 2  | 3  | 4  | Brak danych |
|-----|--------------------------------------|----|----|----|----|-------------|
| 1   | Arkusze kontrolne                    | 36 | 7  | 43 | 7  | 7           |
| 2   | Histogramy                           | 29 | 14 | 36 | 14 | 7           |
| 3   | Wykresy (analizy) Pareto             | 44 | 21 | 21 | 7  | 7           |
| 4   | Karty sterujące (kontrolne) procesów | 15 | 7  | 36 | 21 | 21          |
| 5   | Diagram Ishikawy (tzw. „rybia ość”)  | 37 | 21 | 21 | 7  | 14          |
| 6   | Stratyfikacja procesów               | 7  | 7  | 28 | 29 | 29          |
| 7   | Badania korelacji                    | -- | 14 | 36 | 21 | 29          |
| 8   | Algorytmy przebiegu procesów         | 44 | 14 | 7  | 14 | 21          |

Źródło : opracowanie własne

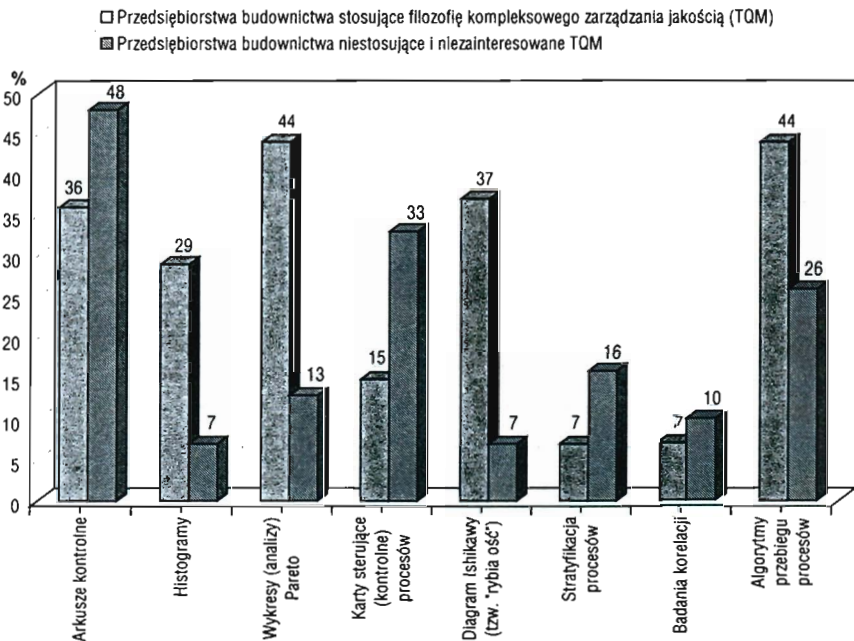


**Rys. 1.** Znajomość podstawowych narzędzi zarządzania jakością w polskim budownictwie

Źródło: badania własne

Badania wykazały zatem, że w grupie przedsiębiorstw stosujących kompleksowe zarządzanie jakością znajomość narzędzi podstawowych (w różnym stopniu) jest dużo wyższa niż w pozostałych przedsiębiorstwach. Na rys.1. przedstawiono odpowiednie zestawienie porównawcze.

Graficzne zestawienie porównawcze wykazuje zatem dobitnie, że brak zainteresowania przedsiębiorstwa kompleksowym zarządzaniem jakością zubaża jego potencjalny aparat badawczy w zakresie narzędzi podstawowych sterowania jakością jego działań i procesów, przynajmniej o połowę. Podobne zestawienie graficzne wykonano również dla metod znanych i akceptowanych (stosowanych) w badanych przedsiębiorstwach (rys.2).



**Rys. 2.** Wykorzystanie podstawowych narzędzi zarządzania jakością w polskim budownictwie  
*Źródło:* badania własne

Jak wynika z tego zestawienia, przedsiębiorstwa stosujące kompleksowe zarządzanie jakością preferują wykorzystywanie w swojej praktyce w szczególności:

- wykresy (analizy) Pareto,
- algorytmy przebiegu procesów,
- diagramy Ishikawy (tzw. „rybia ość”).



Stosują je wielokrotnie częściej niż inne firmy, które przeważają w takich narzędziach, jak:

- arkusze kontrolne,
- karty sterujące (kontrolne) procesów,
- stratyfikacja procesów i badanie korelacji.

Jak widać, firmy z TQM dokonują świadomego wyboru narzędzi, które są dla nich niezbędne, rezygnując z nieprzydatnych, a najprawdopodobniej sięgając po inne, bardziej zaawansowane techniki. Chcąc się przekonać, że tak jest istotnie, w ankiecie badawczej zamieszczono również skierowane do tej właśnie grupy przedsiębiorstw pytania o zakres znajomości i stosowania w nich wylistowanych zasad i narzędzi TQM, z możliwością opisanie również innych (jeżeli są stosowane). Tak jak uprzednio, przedsiębiorstwa stosowały ten sam klucz odpowiedzi. Wyniki tej części pracy badawczej zawiera tabela 3.

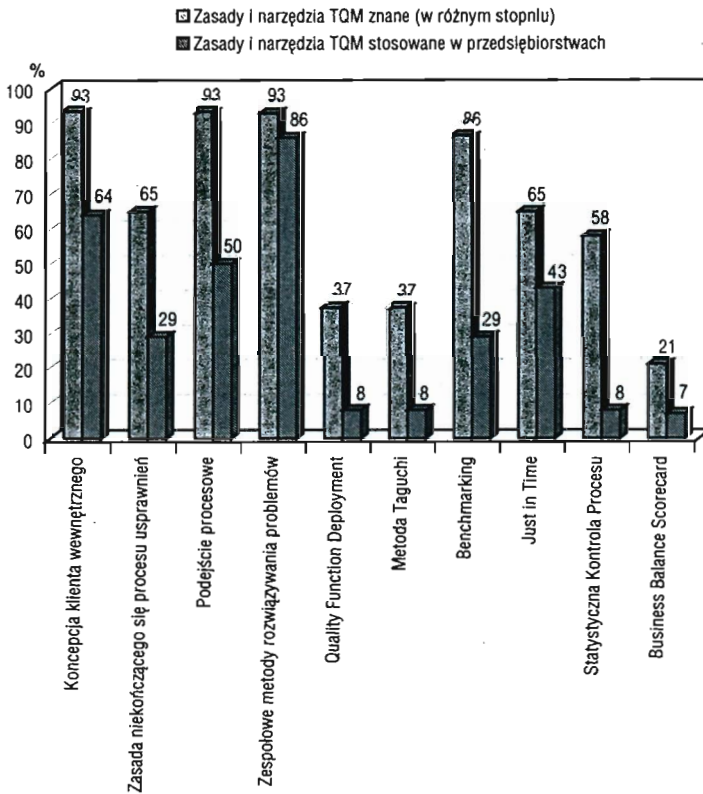
Tab. 3.

Zasady i narzędzia TQM - struktura charakteryzująca ( % )

| Lp. | Wyszczególnienie                                                    | 1  | 2  | 3  | 4  | Brak danych |
|-----|---------------------------------------------------------------------|----|----|----|----|-------------|
| 1   | Koncepcja klienta wewnętrznego                                      | 64 | 29 | -- | -- | 7           |
| 2   | Zasada niekończącego się procesu usprawnień                         | 29 | 29 | 7  | 7  | 28          |
| 3   | Identyfikacja i kontrola procesów krytycznych (podejście procesowe) | 50 | 29 | 7  | 7  | 7           |
| 4   | Zespołowe metody rozwiązywania problemów                            | 86 | 7  | -- | -- | 7           |
| 5   | Quality Function Deployment                                         | 8  | 8  | 21 | 42 | 21          |
| 6   | Metoda Taguchi                                                      | 8  | -- | 29 | 42 | 21          |
| 7   | Benchmarking                                                        | 29 | 36 | 21 | 7  | 7           |
| 8   | Just in Time                                                        | 43 | 22 | -- | 14 | 21          |
| 9   | Statystyczna Kontrola Procesu                                       | 8  | 29 | 21 | 21 | 21          |
| 10  | Business Balance Scorecard                                          | 7  | 7  | 7  | 43 | 36          |

Źródło: opracowanie własne

Fakt, że przedsiębiorstwa nie zidentyfikowały innych zasad i narzędzi (choć miały taką opcję odpowiedzi) należy interpretować jako wskazówkę, iż zaproponowana lista wyczerpuje w stopniu zadowalającym katalog możliwości w tym zakresie. Na rys.3. zaprezentowane zostało graficzne zestawienie struktury odpowiedzi z wyodrębnieniem zasad i narzędzi znanych (w różnym stopniu) i stosowanych w przedsiębiorstwie (znanych i mających pełną akceptację).



**Rys. 3.** Zasady i narzędzia TQM - porównawcza struktura charakteryzująca  
*Źródło:* badania własne

Jak wynika z powyższych danych, przedsiębiorstwa budownictwa stosujące w praktyce kompleksowe zarządzanie jakością, znają bardzo dobrze następujące zasady i narzędzia:

- koncepcja klienta wewnętrznego,
- identyfikacja i kontrola procesów krytycznych (podejście procesowe),
- zespołowe metody rozwiązywania problemów,
- zasada niekończącego się procesu usprawnień,
- Just in Time (dokładnie na czas).

Jeżeli chodzi o stopień wykorzystania praktycznego, kolejność jest następująca:

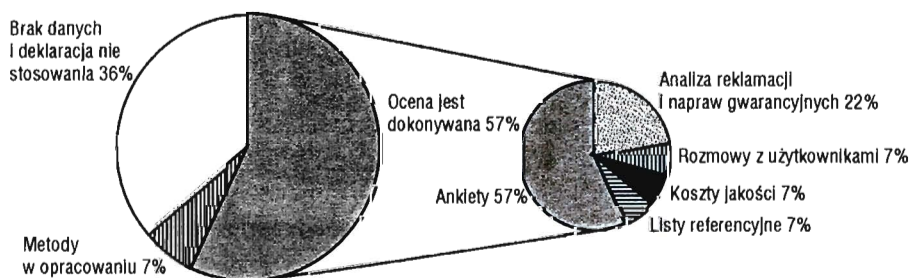
- zespołowe metody rozwiązywania problemów,
- koncepcja klienta wewnętrznego,

- podejście procesowe,
- ust in Time.

Stopień znajomości i wykorzystywania pozostałych zasad i metod przydatnych w TQM jest już znacznie niższy i np. w przypadku Statystycznej Kontroli Procesu (SPC) nie przekracza dziesięciu procent, a Benchmarkingu - trzydziestu procent. Jest to doprawdy niewiele w odniesieniu do tak przydatnych i uniwersalnych technik.

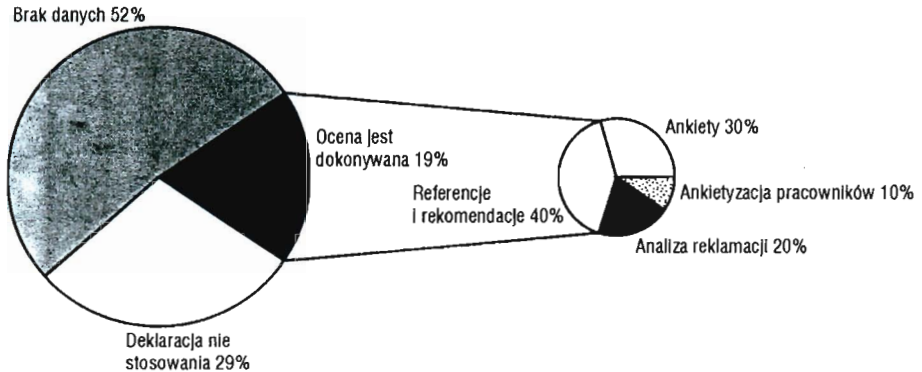
#### 4. TQM a ocena satysfakcji klienta

W końcowej części ankiety przedsiębiorstwa były proszone o informacje dotyczące pomiaru satysfakcji klientów zewnętrznych (i ewentualnie - wewnętrznych). Chodziło o charakterystykę zastosowanych technik pomiarów i ocenę ich skuteczności. W grupie przedsiębiorstw stosujących filozofię TQM 43 % nie bada jednak satysfakcji klientów, natomiast pozostałe stosują tu różne techniki z przewagą ankietyzacji (po zakończeniu kontraktu, a niekiedy dodatkowo - przed rozpoczęciem prac w celu rozpoznania oczekiwań). Brak jest w ogóle stwierdzeń o badaniu satysfakcji klientów wewnętrznych. Wyniki prac badawczych w odniesieniu do tej grupy przedsiębiorstw zobrazowano na rys.4.



Rys. 4. Struktura metod oceny satysfakcji klienta (przedsiębiorstwa stosujące TQM)  
Źródło: badania własne

Dokonano również, w celach porównawczych, oceny pozostałej grupy przedsiębiorstw (niestosujących w swojej praktyce zasad TQM). Wyniki oceny przedstawiono na rys.5.



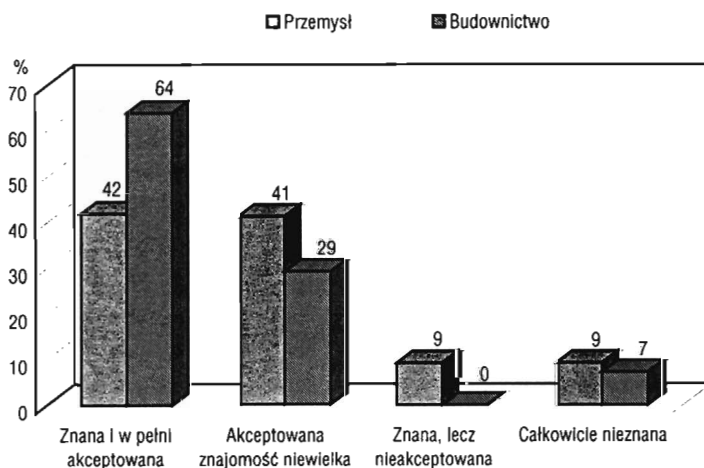
**Rys. 5.** Struktura metod oceny satysfakcji klienta (przedsiębiorstwa nie stosujące TQM)  
*Źródło:* badania własne

Różnica jest bezdyskusyjna, gdyż w tej grupie przedsiębiorstw aż 81 % nie ocenia satysfakcji swoich klientów (!). Z pewnością stan ten ulegnie w najbliższych latach zmianie, gdyż nowe normy ISO z rodziny 9000 z satysfakcji klienta uczyniły jeden z obowiązkowych elementów oceny efektywności systemu zarządzania i zapewnienia jakości.

## 5. Porównania międzydziałowe

Nie dysponując, w odniesieniu do kompleksowego zarządzania jakością, danymi międzynarodowymi, za bazę porównań przyjęto wyniki badań zrealizowanych w Polsce na próbie 170 przedsiębiorstw (prawie wyłącznie przemysłowych) [2]. Jednym z najważniejszych warunków wprowadzania kompleksowego zarządzania jakością (zarządzania „przez” jakość) jest precyzyjne określenie klientów i dostawców wewnętrznych. Ponieważ w obu badaniach został w tym zakresie zastosowany ten sam klucz odpowiedzi, możliwe jest bezpośrednie porównanie wyników. Dokonano tego na rys.6.

Widać tu, że w tym zakresie, wbrew przewidywaniom, budownictwo ma pewną „przewagę” nad przemysłem, w szczególności w przypadku rozpatrywania częstości stosowania tej koncepcji w praktyce. Znajomość jej (w różnym stopniu) jest w budownictwie i przemyśle praktycznie jednakowa. W przypadku oceny przydatności stosowanych technik TQM, ze względu na przyjęte inne schematy odpowiedzi na zadane pytania, niemożliwe jest porównanie bezpośrednie wyników obu badań. Możliwe jest jednak wskazanie różnic w zakresie uszeregowania poszczególnych metod ze względu na ich oddziaływanie na przedsiębiorstwo.



Rys. 6. Koncepcja klienta wewnętrznego - struktura odpowiedzi przedsiębiorstw  
 Źródło: badania własne

Zestawienie to obrazują dane w tabeli 4.

Tab. 4.

Uszeregowanie głównych narzędzi TQM

| Miejsce | Przemysł                      | Budownictwo                   |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1       | Statystyczna Kontrola Procesu | Just in Time                  |
| 2       | Just in Time                  | Benchmarking                  |
| 3       | Benchmarking                  | Statystyczna Kontrola Procesu |
| 4       | Quality Function Deployment   | Quality Function Deployment   |
| 5       | Metoda Taguchi                | Metoda Taguchi                |

Źródło : opracowanie własne

Podstawowa różnica pomiędzy przemysłem a budownictwem dotyczy usytuowania Statystycznej Kontroli Procesu (SPC), która w budownictwie jest wyraźnie niedoceniana. Z pewnością mają na to wpływ niektóre specyficzne cechy budownictwa, jak np.: jednostkowy charakter produktu, wpływ warunków zewnętrznych (np. atmosferycznych), itp. Natomiast usytuowanie dwóch najmniej „lubianych” narzędzi jest w budownictwie i przemyśle zupełnie zgodne,

W badaniach bazowych wpływ wprowadzania TQM w przemyśle na poprawę jakości wyrobów i usług oraz na poprawę funkcjonowania przedsiębiorstwa został oceniony wg poniższej skali:

1) oddziaływanie w stopniu zdecydowanym,

- 2) oddziaływanie w stopniu znaczącym,
- 3) oddziaływanie w stopniu niewielkim,
- 4) oddziaływania nie stwierdzono.

Brak było opcji (przynajmniej teoretycznej), że mogło nastąpić pogorszenie wyników, w którymś z analizowanych parametrów. W badaniach, wykonywanych przez autora niniejszej pracy, w budownictwie przyjęta została, jak wiadomo, skala ocen 1 - 7, przy czym oceny 1 - 3 oznaczały pogorszenie sytuacji, a ocena 4, że oceniany aspekt pozostaje bez zmian. Aby więc porównać wyniki, przyjęto zestawienie ocen przedstawione w tabeli 5.

**Tab. 5.**

Zestawienie porównawcze skal ocen

| Przemysł                      | Budownictwo |
|-------------------------------|-------------|
| Oddziaływania nie stwierdzono | 1,00 - 4,00 |
| Oddziaływanie niewielkie      | 4,01 - 4,99 |
| Oddziaływanie znaczące        | 5,00 - 5,99 |
| Oddziaływanie zdecydowane     | 6,00 - 7,00 |

Źródło : opracowanie własne

Przy przyjęciu powyższych założeń, wpływ wprowadzania TQM na poprawę jakości wyrobów i/lub usług obrazuje porównawcza tabela 6., a na poprawę funkcjonowania całego przedsiębiorstwa - tabela 7.

**Tab. 6.**

Wpływ TQM na poprawę jakości wyrobów i usług ( % ocen )

| Skala oceny                   | Przemysł | Budownictwo |
|-------------------------------|----------|-------------|
| Oddziaływania nie stwierdzono | 3,65     | 20,00       |
| Oddziaływanie niewielkie      | 29,19    | --          |
| Oddziaływanie znaczące        | 57,67    | 20,00       |
| Oddziaływanie zdecydowane     | 9,49     | 60,00       |

Źródło : opracowanie własne

**Tab. 7.**

Wpływ TQM na poprawę funkcjonowania całego przedsiębiorstwa ( % ocen )

| Skala oceny                   | Przemysł | Budownictwo |
|-------------------------------|----------|-------------|
| Oddziaływania nie stwierdzono | 1,45     | 20,00       |
| Oddziaływanie niewielkie      | 22,46    | --          |
| Oddziaływanie znaczące        | 65,93    | 20,00       |
| Oddziaływanie zdecydowane     | 10,16    | 60,00       |

Źródło : opracowanie własne

Jak widać, w obu tych parametrach, w ocenie budownictwa nie pojawiło się „oddziaływanie niewielkie”, na co może mieć wpływ jedna ze specyficznych cech budownictwa, a mianowicie - skala produktu. W warunkach budownictwa, istotnie, zmiany niewielkie są bardzo trudno dostrzegalne. Gdyby iść dalej tym tropem i przyznać, że stwierdzenia „oddziaływanie znaczące” i „oddziaływanie zdecydowane” są bardzo nieprecyzyjne, to można by je potraktować łącznie i nazwać „oddziaływanie istotne”, a wówczas okazałoby się, że w przypadku:

- a) poprawy jakości wyrobów i usług, zmiany istotne w przemyśle zanotowało 67,16 % przedsiębiorstw, a w budownictwie - 80 %;
- b) poprawy funkcjonowania całego przedsiębiorstwa, zmiany istotne w przemyśle zaszły w 76,09 % firm, a w budownictwie - w 80 %.

Wynika z tego, że metody TQM wprowadzane w budownictwie przyniosły poprawę funkcjonowania przedsiębiorstw nieomal analogiczną jak w przemyśle, przy jednoczesnym niewielkim wpływie na jakość wyrobów i/lub usług.

W przypadku oceny głównych efektów wewnętrznych i efektów zewnętrznych wprowadzania TQM, również niemożliwe jest bezpośrednie porównanie wyników obu badań. Zastosowano tu (jak poprzednio) wskazanie różnic w zakresie uszeregowania owych efektów w kolejności od największych do najmniejszych w przedsiębiorstwach przemysłowych i budowlanych. Obrazują to odpowiednio tabele 8. i 9.

Tab. 8.

Uszeregowanie efektów wewnętrznych wprowadzania TQM

| Miejsce | Przemysł                                                          | Budownictwo                                                       |
|---------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| 1       | Usprawnienie zarządzania                                          | Upowszechnienie świadomości występowania problemów proceduralnych |
| 2       | Upowszechnienie świadomości występowania problemów proceduralnych | Usprawnienie zarządzania                                          |
| 3       | Usprawnienie eliminacji problemów proceduralnych                  | Usprawnienie eliminacji problemów proceduralnych                  |
| 4       | Ułatwienie wprowadzania w zakres obowiązków nowych pracowników    | Poprawa kultury organizacyjnej                                    |
| 5       | Poprawa kultury organizacyjnej                                    | Ułatwienie wprowadzania w zakres obowiązków nowych pracowników    |
| 6       | Poprawa wydajności                                                | Poprawa wydajności                                                |

Źródło : opracowanie własne

Uszeregowanie efektów zewnętrznych wprowadzania TQM

| Miejsce | Przemysł                                  | Budownictwo                               |
|---------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| 1       | Usprawnienie obsługi klientów             | Poprawa image przedsiębiorstwa            |
| 2       | Wzrost satysfakcji klientów               | Usprawnienie obsługi klientów             |
| 3       | Wzrost sprzedaży                          | Wzrost satysfakcji klientów               |
| 4       | Wzrost zyskowności przedsiębiorstwa       | Poprawa pozycji rynkowej przedsiębiorstwa |
| 5       | Poprawa image przedsiębiorstwa            | Wzrost sprzedaży                          |
| 6       | Poprawa pozycji rynkowej przedsiębiorstwa | Wzrost zyskowności przedsiębiorstwa       |

Źródło : opracowanie własne

Jak widać, w przypadku dwóch efektów (w tym, niestety, poprawy wydajności), jest pełna zgodność wyników w przemyśle i w budownictwie. W pozostałych przypadkach, nastąpiły tylko drobne przestawienia miejsc.

Większe różnice zaobserwowano w przypadku efektów zewnętrznych, niż wewnętrznych. W budownictwie poprawa image przedsiębiorstwa awansowała na pierwsze miejsce (w przemyśle – piąte) spychając dwa następne rodzaje efektów, odpowiednio, na miejsca drugie i trzecie. Na miejscu ostatnim jest w budownictwie, niestety, poprawa zyskowności przedsiębiorstwa, co ma z pewnością związek z przetargowym systemem zawierania umów o dzieło. W systemie tym jakość produktu (w przemyśle - towaru) nie odgrywa praktycznie żadnej roli, gdyż produkt w momencie ustalania jego ceny nie istnieje w materialnej postaci. W budownictwie prawie nie istnieje nic, co mogłoby przypominać występujące w przemyśle takie określenia, jak: prototyp, egzemplarz okazowy, pierwszy wyrób seryjny itp. Budownictwo produkuje wszak tylko „prototypy” lub „pierwsze sztuki” i nic więcej.

## 6. TQM a wyniki działalności przedsiębiorstw

W końcowej części anonimowych ankiet rozesłanych do przedsiębiorstw, proszono o zidentyfikowanie podstawowych danych charakteryzujących wielkość mierzoną średniorocznym zatrudnieniem oraz o wyniki działalności w roku 2000. Była to zatem prośba o dokładnie te same dane, jakie są ujmowane w rankingach firm budowlanych, publikowanych cyklicznie w dodatku branżowym do „Rzeczpospolitej” [ 3 ]. Pomimo tego, jednak nie wszystkie firmy zdecydowały się je ujawnić z sobie tylko wiadomych względów. Odpowiedzi dla celów porównawczych zostały zestawione w trzech grupach przedsiębiorstw:

- a) przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego niemające certyfikowanego systemu zarządzania jakością na podstawie norm ISO z rodziny 9000;



- b) przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego posiadające funkcjonujący system jakości, lecz niestosujące kompleksowego zarządzania jakością (TQM);
- c) przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego posiadające funkcjonujący system jakości i jednocześnie stosujące kompleksowe zarządzanie jakością (TQM).

W każdej z tych grup obliczono średnie wielkości następujących czterech podstawowych wskaźników charakteryzujących działalność przedsiębiorstw, również zgodnych ze stosowanymi w rankingach firm budowlanych publikowanych w „Rzeczpospolitej”.

- a) przychody z całokształtu działalności przeliczone na jednego zatrudnionego (Wp);
- b) rentowność, mierzona udziałem zysku operacyjnego w przychodach z całokształtu działalności (Rz);
- c) rentowność, mierzona udziałem wyniku finansowego brutto w przychodach z całokształtu działalności (Rf);
- d) intensywność inwestowania, mierzona wielkością nakładów inwestycyjnych w przychodach z całokształtu działalności (Ii).

Wyniki przeliczeń odpowiednich wskaźników średnich dla grup przedsiębiorstw zestawiono w tabeli 10.

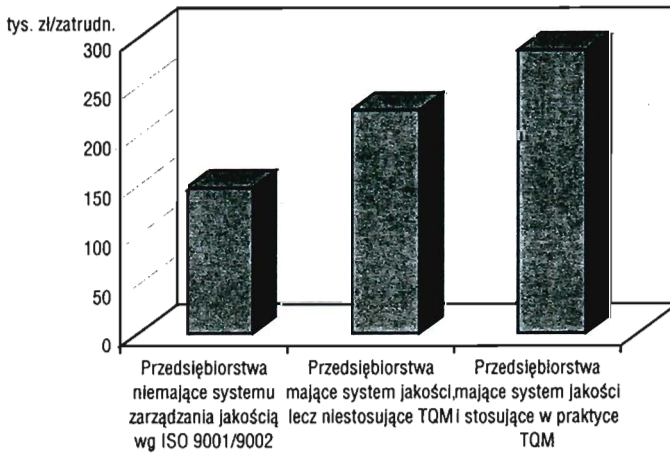
**Tab. 10.**

Wskaźniki charakteryzujące wyniki działalności przedsiębiorstw budowlanych w 2000 r.

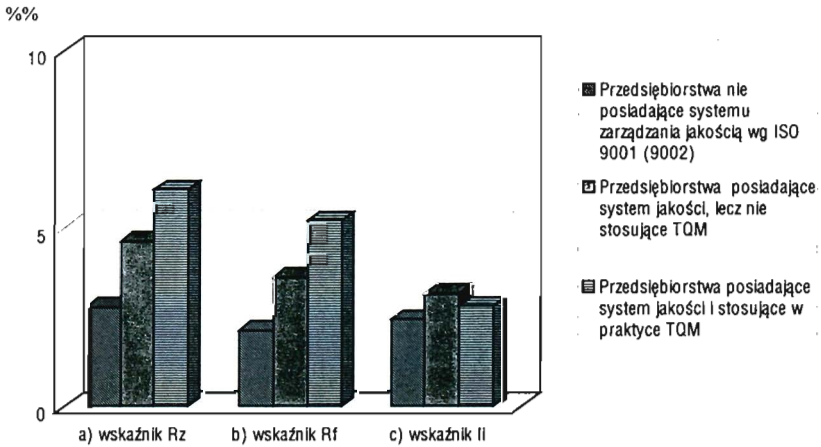
| Lp. | Grupa przedsiębiorstw                                                                                           | Wp<br>Tyś.zł/zatrudn. | Rz<br>% | Rf<br>% | Ii<br>% |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|---------|---------|---------|
| 1   | Przedsiębiorstwa niemające certyfikowanego systemu zarządzania jakością wg. ISO 9001 (9002)                     | 146,22                | 2,75    | 2,17    | 2,41    |
| 2   | Przedsiębiorstwa posiadające system zarządzania jakością wg. ISO 9001 (9002), lecz niestosujące TQM             | 224,86                | 4,59    | 3,59    | 3,12    |
| 3   | Przedsiębiorstwa posiadające system zarządzania jakością wg. ISO 9001 (9002) i stosujące zasady i narzędzia TQM | 285,58                | 6,03    | 5,15    | 2,79    |

Źródło : opracowanie własne

Zestawienia porównawcze obliczonych wskaźników charakteryzujących wyniki działalności przedsiębiorstw wykonawstwa budowlanego z określonych powyżej grup, przedstawione zostały na rys.7. i 8.



**Rys. 7.** Zestawienie porównawcze przychodów na jednego zatrudnionego  
Źródło: badania własne.



**Rys. 8.** Zestawienie porównawcze rentowności i intensywności inwestowania  
Źródło : badania własne

Powyższa analiza wskazuje dobitnie, że istnieje wyraźny związek wyników działalności przedsiębiorstw i stosowanych przez nie systemów zarządzania jakością (lub ich braku). Wszystkie wskaźniki (poza intensywnością inwestowania) wzrastają systematycznie w miarę jak rozpatrywane są grupy firm bardziej za-

awansowanych w stosowaniu różnych technik i narzędzi sterowania jakością swoich produktów i usług. Spadek intensywności inwestowania w grupie przedsiębiorstw stosujących system zarządzania jakością wg ISO 9001 (9002) oraz zasady kompleksowego zarządzania jakością (TQM) ma zdaniem autora, dwa aspekty:

- przedsiębiorstwa uważają, że osiągnęły zbliżony do optymalnego stan posiadania obiektów majątku trwałego i w związku z tym redukują tempo przyrostu wydatków w tym obszarze;
- część zaoszczędzonych na tej drodze środków, przedsiębiorstwa „inwestują” w nowe techniki zarządzania, szkolenie kadry itp., lecz wydatki te z uwagi na ich charakter nie są ewidencjonowane jako nakłady inwestycyjne.

Jak widać, związek wyników działalności przedsiębiorstwa z poziomem zaawansowania stosowanych przezeń metod i narzędzi zarządzania jakością można uznać za udowodniony.

W pracy nie były prowadzone badania dotyczące wpływu TQM na obniżenie kosztów i czasu trwania robót w odniesieniu do pojedynczych zadań inwestycyjnych. Przedsiębiorstwa badane były bowiem jako całość. Na podstawie owych całościowych wyników, można jednak stwierdzić, że TQM wpływa dodatnio na każdy z tych aspektów wykonawstwa inwestycyjnego, co się przekłada na wyniki globalne firm stosujących w praktyce zarządzanie jakością.

## **7. Wnioski**

W niniejszym artykule zostały zreferowane wyczerpująco główne założenia zrealizowanego programu badawczego oraz przedstawione uzyskane dane, które następnie były wykorzystywane i przetwarzane celem zilustrowania problematyki zarządzania jakością w praktyce krajowych przedsiębiorstw wykonawstwa budowlanego. Praca jest, zdaniem autora, potwierdzeniem trzech, głównych hipotez badawczych:

- a) przedsiębiorstwa budownictwa, wykorzystują nowoczesne metody zarządzania jakością w stopniu niewystarczającym, do oczekiwań jakie mogą się pojawić w konkurencji z firmami integrującej się Europy Zachodniej;
- b) przedsiębiorstwa, w których metody te są podstawową formą zarządzania, osiągają, jak wykazały badania, wysoką produktywność; produktywność ta jest tym wyższa im bardziej zaawansowany jest system zarządzania jakością w nich funkcjonujący;

c) z tych właśnie względów istnieje pilna potrzeba szerszego wprowadzania metod i narzędzi kompleksowego zarządzania jakością (TQM) w tym dziale gospodarki narodowej.

Metody te i narzędzia powinny być jednak przystosowane do specyfiki budownictwa i oparte zarówno na badaniach naukowych prowadzonych przez wyższe uczelnie jak i na doświadczeniach przodujących firm krajowych i zagranicznych. W następnym etapie opisywanych tu badań autor ma zamiar rozpoznać owe doświadczenia w kilku przodujących przedsiębiorstwach budowlanych w kraju i za granicą.

## **Literatura**

- [1] Lisowski J.: Sprawozdanie końcowe z badań empirycznych pn. „Badania metod zarządzania jakością stosowanych w praktyce krajowych przedsiębiorstw budownictwa” ( temat badawczy Nr.W/IIB/07/01), Białystok, styczeń 2004 (maszynopis powielony)
- [2] Karaszewski R.: Total quality management. Zarządzanie przez jakość – wybrane zagadnienia, TNOiK, Toruń, 1999
- [3] Np. Macieja J.: Liderów wyłania rynek. Nieruchomości i Budownictwo, dodatek do „Rzeczpospolitej” z dnia 17 stycznia 2000 r.

## **TOTAL QUALITY MANAGEMENT IN POLISH CONSTRUCTION COMPANIES**

**Summary:** The article presents the results of second part of research program carried out in Białystok Technical University on the practical implication of quality systems according to ISO 9000 in construction companies. The Polish experience, presented in the analysis incontestably leads to the conclusion that the total quality management (TQM) may be very useful widening of quality system according to ISO standards already functioning in the construction company.

Artykuł wykonano w ramach pracy W/IIB/07/01

Dorota Małaszkiwicz, Katarzyna Dąbrowska

## ANALIZA MOŻLIWOŚCI POZYSKIWANIA SPOIWA CEMENTOWEGO Z GRUZU BETONOWEGO

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki badań nad wytrzymałością na ściskanie zapraw, w których część cementu zastąpiono spoiwem wtórnym, pochodzącym z wypału starego stwardniałego zaczynu cementowego z gruzu betonowego. Opracowano wielomianowe modele matematyczne, pozwalające ilościowo ocenić wpływ temperatury prażenia materiału pochodzącego z gruzu betonowego (X1), czas mieleńia materiału po wyprażeniu (X2) oraz zawartość cementu w spoiwie (X3) na wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych. Spoiwo wtórne pozyskano z dwóch rodzajów gruzów betonowych: z betonu wykonanego z cementu CEM I 42,5 oraz z betonu wykonanego z cementu CEM II/A 32,5.

**Słowa kluczowe:** spoiwo mineralne, recykling betonu, zaprawa cementowa, wytrzymałość na ściskania

### 1. Wstęp

Badania nad kruszywami recyklingowymi i ich przydatnością do powtórnego użycia są dość powszechne na całym świecie, w tym również w Polsce [1,2,4,5,6,7,8,9,10]. Wyniki licznych badań świadczą o tym, że o ile kruszywa recyklingowe frakcji 4-32 mm dodane do mieszanki betonowej w odpowiedni sposób nie powodują znacznego obniżenia właściwości nowego betonu, o tyle kruszywa frakcji < 4 mm znacznie je pogarszają. Jest to spowodowane tym, że kruszywo o frakcji poniżej 4 mm zawiera około 20% (wagowo) zaczynu cementowego, a wypełniacz frakcji 0-0,3 mm nawet do 65%. Tak duża ilość starego zaczynu przyłączonego do kruszywa z recyklingu powoduje skurcz i pękanie betonu nawet od 40 do 80% wyższe niż w betonach na kruszywach tradycyjnych [3]. Dlatego nie jest zalecane stosowanie drobnego kruszywa recyklingowego do betonu. Pojawił się więc problem z wykorzystaniem tej części odpadowego materiału.

Dość duża ilość zaczynu cementowego na drobnych ziarnach kruszywa nasuwała pytanie, czy można pozyskać spoiwo cementowe z recyklingu konstrukcji betonowych. Umożliwiłoby to na przetworzenie tej frakcji kruszywa recyklingoanego, która nie nadaje się jako wypełniacz do betonu.

## 2. Badania własne

Celem badań laboratoryjnych było opracowanie matematycznych modeli wielomianowych, pozwalających ocenić ilościowo wpływ: temperatury prażenia materiału pochodzącego z recyklingu betonu ( $X_1$ ), czasu mielenia tego materiału po wyprażeniu ( $X_2$ ) oraz zawartości cementu w spoiwie ( $X_3$ ) na wytrzymałość na zginanie ( $Y_1$ ) i na ściskanie ( $Y_2$ ) zapraw cementowych. Czynniki  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  zmieniały się na trzech poziomach: dolnym, środkowym i górnym (tab. 1). W artykule przedstawiono jedynie analizę wyników badań nad wytrzymałością na ściskanie.

Tabela 1

Poziom zmienności wielkości wejściowych (niezależnych)

| Parametr zmienny            | Jedn. | Ozn.  | Poziom zmienności |              |             |
|-----------------------------|-------|-------|-------------------|--------------|-------------|
|                             |       |       | -1 (dolny)        | 0 (środkowy) | +1 (górnny) |
| Temp. prażenia              | ° C   | $X_1$ | 500               | 700          | 900         |
| Czas mielenia               | min   | $X_2$ | 10                | 20           | 30          |
| Zawartość cementu w spoiwie | %     | $X_3$ | 20                | 50           | 80          |

W celu zbadania wpływu parametrów zmiennych na cechy wytrzymałościowe zapraw posłużono się wielomianem II stopnia (funkcją regresji).

$$y = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_3 + b_{12} \cdot x_1 \cdot x_2 + b_{13} \cdot x_1 \cdot x_3 + b_{23} \cdot x_2 \cdot x_3 + b_{11} \cdot x_1^2 + b_{22} \cdot x_2^2 + b_{33} \cdot x_3^2$$

Aby uzyskać dane eksperymentalne niezbędne do oceny współczynników wielomianu, wykorzystano kompozycyjny i symetryczny plan eksperymentu zawierający 14 prób o różnych kodowanych wartościach wielkości wejściowych  $X_i$ . Przy doborze planu eksperymentu była brana pod uwagę konieczność otrzymania adekwatnych opisów matematycznych wytrzymałości na ściskanie, a także minimalizacja liczby prób.

## **2.1. Materiały zastosowane do badań**

Zaplanowano pozyskiwanie spoiwa wtórnego z dwóch rodzajów gruzów betonowych: z betonu na cemencie CEM I 42,5 oraz z betonu na cemencie hutniczym CEM III/A 32,5.

Gruz betonowy podzielono na 2 grupy według rodzaju cementu użytego do betonu pierwotnego i rozkruszono w metalowym cylindrze z tłokiem w maszynie do badań wytrzymałości na ściskanie.

Każdą grupę powstałego gruzu poddano dalszemu rozkruszeniu w moździerzu metalowym dla oddzielenia kruszywa od stwardniałego zaczynu cementowego. Następnie na sicie o oczkach 2 mm odsiano kruszywo o frakcji > 2 mm.

Każdą z 2 grup materiału po odsianiu zważono i podzielono na trzy równe części, które poddano wypalaniu. Materiał był wypalany w maksymalnej temperaturze 500, 700 i 900°C przez 2 godziny i 40 minut. Całkowity czas przetrzymywania w piecu wynosił 11 godzin i 20 minut. Każdą z 6 grup wypalonego materiału podzielono na trzy równe części i zmielono w młynku kulkowym odpowiednio w czasie 10; 20; 30 minut. Przemielony materiał przesiano przez sito o oczkach kwadratowych o wymiarze 0,08 mm.

W ten sposób powstało 18 różnych materiałów wyjściowych do badań – po 9 dla każdego rodzaju betonu pierwotnego.

Do zapraw i zaczynów stosowano cement CEM I 32,5 R wyprodukowany 28.02.2003 w cementowni „Chełm”. Jako kruszywo zastosowano piasek ze żwirowni w Kundzinie k. Sokółki oraz piasek kwarcowy frakcji 0,08–0,16. Piasek z Kundzina rozdzielono na frakcje: 0,16-0,50; 0,50-1,00; 1,00-1,60; 1,60-2,00mm i mieszało ze sobą w stałych proporcjach, tak aby piasek odpowiadał pod względem rozkładu wielkości ziaren wymaganiom piasku wzorcowego wg PN-EN 196-1:1994.

## **2.3. Wyniki badań**

Skład próbek zapraw był zgodny z planem eksperymentu przedstawionym w tabeli. 3. Tabela 3 zawiera również wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie zapraw.

Tabela 2

## Plan eksperymentu oraz wyniki pomiarów

| Numer próby     | X <sub>1</sub> | X <sub>2</sub> | X <sub>3</sub> | X <sub>1</sub> | X <sub>2</sub> | X <sub>3</sub> | Y <sub>1</sub> | S <sub>y</sub> <sup>2</sup> | Y <sub>2</sub> | S <sub>y</sub> <sup>2</sup> |
|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|
|                 | -              |                |                | ° C            | min            | %              | [MPa]          |                             | [MPa]          |                             |
| 1/1'            | 500            | 10             | 20             | 500            | 10             | 20             | 4,53           | 0,186                       | 9,17           | 1,276                       |
| 2/2'            | 900            | 10             | 20             | 900            | 10             | 20             | 5,42           | 1,706                       | 1,04           | 0,036                       |
| 3/3'            | 500            | 30             | 20             | 500            | 30             | 20             | 10,47          | 2,998                       | 11,35          | 1,003                       |
| 4/4'            | 900            | 30             | 20             | 900            | 30             | 20             | 41,04          | 0,924                       | 2,08           | 0,143                       |
| 5/5'            | 500            | 10             | 80             | 500            | 10             | 80             | 33,85          | 9,987                       | 40,26          | 4,118                       |
| 6/6'            | 900            | 10             | 80             | 900            | 10             | 80             | 41,15          | 4,089                       | 32,66          | 4,951                       |
| 7/7'            | 500            | 30             | 80             | 500            | 30             | 80             | 33,07          | 1,813                       | 38,96          | 4,167                       |
| 8/8'            | 900            | 30             | 80             | 900            | 30             | 80             | 39,69          | 3,555                       | 31,67          | 4,753                       |
| 9/9'            | 500            | 20             | 50             | 500            | 20             | 50             | 15,31          | 6,875                       | 28,07          | 0,212                       |
| 10/10'          | 900            | 20             | 50             | 900            | 20             | 50             | 23,75          | 2,852                       | 16,82          | 8,649                       |
| 11/11'          | 700            | 10             | 50             | 700            | 10             | 50             | 22,91          | 4,631                       | 28,02          | 4,714                       |
| 12/12'          | 700            | 30             | 50             | 700            | 30             | 50             | 32,03          | 7,061                       | 26,20          | 4,508                       |
| 13/13'          | 700            | 20             | 20             | 700            | 20             | 20             | 9,43           | 1,305                       | 13,07          | 1,930                       |
| 14/14'          | 700            | 20             | 80             | 700            | 20             | 80             | 37,29          | 11,510                      | 37,34          | 5,186                       |
| 0 <sup>1)</sup> | -              |                |                | -              | -              | 100            | 38,70          |                             | 38,70          |                             |

<sup>1)</sup> próbka porównawcza z zaprawy normowej

Oznaczenia:

X<sub>1</sub> – temperatura prażenia materiału pochodzącego z recyklingu betonu,

X<sub>2</sub> – czas mielenia,

X<sub>3</sub> – zawartość cementu w spoiwie,

Y<sub>1</sub> – średnia z 6 pomiarów wytrzymałość na ściskanie zaprawy wykonanej ze spoiwem wtórnym z betonu na cemencie CEM I 42,5,

Y<sub>2</sub> – średnia z 6 pomiarów wytrzymałość na ściskanie zaprawy wykonanej ze spoiwem wtórnym z betonu na cemencie CEM III/A 32,5.

Wygląd zewnętrzny próbek po 28 dniach różnił się zasadniczo od siebie, dlatego też dla lepszej przejrzystości zestawiono obserwacje w tab. 2



Tabela 3

Wygląd zewnętrzny próbek

| Numer próbki | Temperatura prażenia °C | Czas mielenia min | Zawartość cementu % | Materiał pierwotny  |                         |
|--------------|-------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|
|              |                         |                   |                     | Beton na CEM I 42,5 | Beton na CEM III/A 32,5 |
| 1/1'         | 500                     | 10                | 20                  | -                   | ±                       |
| 2/2'         | 900                     | 10                | 20                  | -                   | -                       |
| 3/3'         | 500                     | 30                | 20                  | -                   | +                       |
| 4/4'         | 900                     | 30                | 20                  | +                   | -                       |
| 5/5'         | 500                     | 10                | 80                  | +                   | +                       |
| 6/6'         | 900                     | 10                | 80                  | +                   | +                       |
| 7/7'         | 500                     | 30                | 80                  | ±                   | +                       |
| 8/8'         | 900                     | 30                | 80                  | +                   | +                       |
| 9/9'         | 500                     | 20                | 50                  | -                   | +                       |
| 10/10'       | 900                     | 20                | 50                  | ±                   | -                       |
| 11/11'       | 700                     | 10                | 50                  | -                   | ±                       |
| 12/12'       | 700                     | 30                | 50                  | +                   | +                       |
| 13/13'       | 700                     | 20                | 20                  | -                   | -                       |
| 14/14'       | 700                     | 20                | 80                  | ±                   | ±                       |

Oznaczenia:

- [+] – powierzchnia próbki gładka, nie wykazuje uszkodzeń naroży i krawędzi
- [±] – powierzchnia próbki dość gładka, nieliczne wgłębienia i uszkodzenia krawędzi i naroży
- [-] – powierzchnia próbki bardzo chropowata, liczne uszkodzenia naroży i krawędzi. Próbki kruszą się.

Wszystkie próbki, w których zawartość cementu wynosiła 80%, nie wykazywały na ogół większych uszkodzeń, były gładkie lub dość gładkie. Zauważono, że wraz ze zmniejszającą się zawartością cementu pogorszył się wygląd zewnętrzny beleczek. Wpływ zaczęły wywierać inne czynniki, tj. temperatura prażenia, czas mielenia oraz materiał pierwotny.

Gdy spoiwo wtórne pozyskiwane jest z betonu na CEM I 42,5, to wraz ze wzrostem temperatury i czasu mielenia poprawia się urabialność zaprawy, co przejawia się w wyglądzie zewnętrznym beleczek.

Odwrotna sytuacja zachodzi wtedy, gdy spoiwo jest pozyskane z betonu na CEM III/A 32,5; wraz ze wzrostem temperatury prażenia maleje bowiem aktywność hydrauliczna tego spoiwa i urabialność zaprawy.

Dla obu przypadków zauważono również, że spoiwo wtórne prażone w temperaturze odpowiednio niższej dla spoiwa wtórnego z betonu na CEM I 42,5 i wyższej z betonu na CEM III/A 32,5 miało zwiększoną wodożądność. Po wymieszaniu spoiwa z wodą tworzyła się bardzo gęsta masa, dlatego też po dodaniu piasku zaprawa była sucha i źle układała się w formie.

## 2.4 Opracowanie statystyczne wyników badań

Współczynniki wielomianów wyznaczono za pomocą funkcji regresji w programie MS Excel. Weryfikacji istotności współczynników równania regresji dokonano za pomocą kryterium t- Studenta przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ . Oceny adekwatności stworzonego modelu dokonano za pomocą statystyki F rozkładu Fishera-Snedecora dla poziomu istotności  $\alpha = 0,05$  oraz  $f_1 = 6$  i  $f_2 = 70$  stopni swobody. W przypadku wyników wytrzymałości na ściskanie próbek, gdzie materiałem pierwotnym był cement CEM I 42,5 warunek o adekwatności modelu nie został spełniony, mimo że wszystkie współczynniki równania regresji są istotne. Błąd wynika ze zbyt małej wartości wariancji.  $S_y^2 = 4,249$ .

Aby dalsze korygowanie modelu regresji było możliwe, wykonano empiryczny skumulowany rozkład reszt równania w postaci DIAGRAMU ENSKOMBA – TIUKI

Ostatecznie równanie regresji przyjęło postać:

$$y_1 = 24,995 + 5,38 \cdot X_1 + 4,84 \cdot X_2 + 11,42 \cdot X_3 + 3,63 \cdot X_1 \cdot X_2 - 5,47 \cdot X_2 \cdot X_3 \quad (1)$$

$t_\alpha = 2,31$  dla  $\alpha = 0,05$  i  $f = (14-6) = 8$  stopni swobody

W przypadku  $y_2$  (materiał pierwotny CEM III 32.5) warunek adekwatności stworzonego modelu za pomocą statystyki F rozkładu Fishera-Snedecora dla poziomu istotności  $\alpha = 0,05$  oraz  $f_1 = 9$  i  $f_2 = 70$  stopni swobody został spełniony, zatem z prawdopodobieństwem  $p = 0,95$  można przyjąć hipotezę o adekwatności otrzymanego równania:

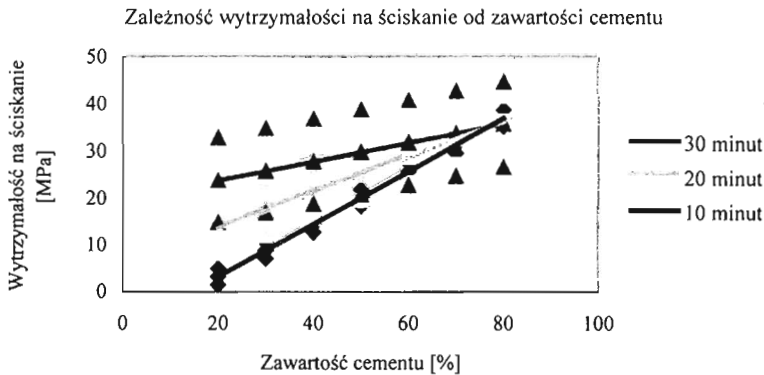
$$y_2 = 26,159 - 4,354 \cdot X_1 - 0,09 \cdot X_2 + 14,417 \cdot X_3 - 4,950 \cdot X_1^2 \quad (2)$$

### 3. Analiza wyników eksperymentu

Za pomocą modeli matematycznych opisano wpływ czynników: temperatury prażenia ( $X_1$ ), czasu mielenia ( $X_2$ ) oraz zawartości cementu w spoiwie ( $X_3$ ) na wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych.

Największy wpływ na wytrzymałość ma zawartość cementu w spoiwie. Charakter wpływu i wartości współczynnika  $X_3$  świadczą o tym, że ze wzrostem zawartości cementu w spoiwie wzrasta zarówno wytrzymałość na ściskanie jak i na zginanie.

Na rys. 1 przedstawiono zależności wytrzymałości na ściskanie tych zapraw, w których materiałem wyjściowym był CEM I 42,5, od temperatury prażenia, czasu mielenia oraz zawartości cementu. Linie trendu na wykresach dla wszystkich czasów mielenia pokrywają się z linią wyznaczoną dla temperatury 700°C odpowiednio dla 10, 20 i 30 minut. Punkty znajdujące się powyżej linii trendu odpowiadają temperaturze 900°C, a poniżej temperaturze 500°C.

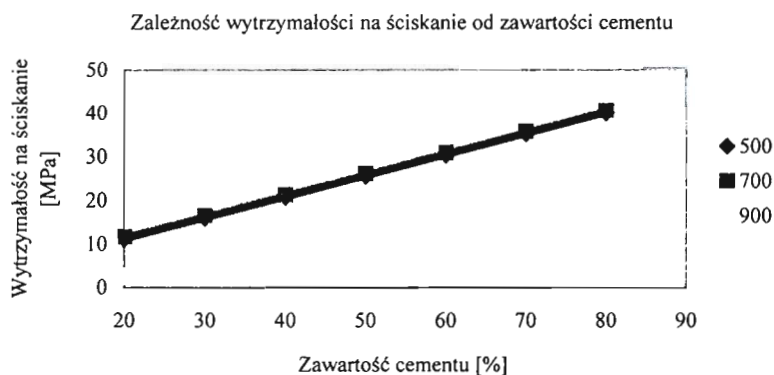


**Rys. 1.** Zależność wytrzymałości na ściskanie od zawartości cementu, czasu mielenia i temperatury prażenia

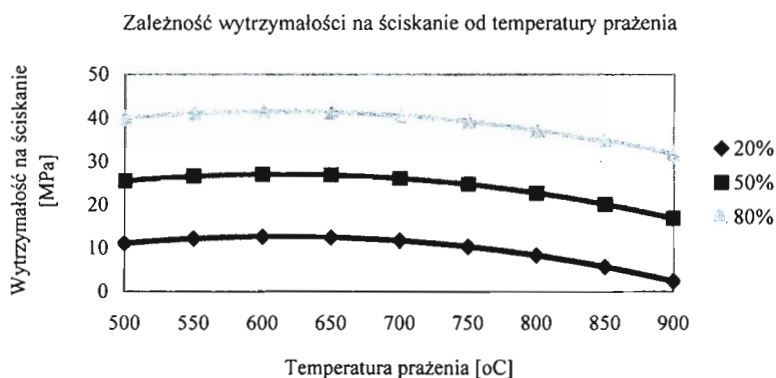
Wytrzymałości ściskanie zmieniają się w bardzo szerokim zakresie odpowiednio od 1,5 MPa (zaprawa ze spoiwem wyprażonym w temperaturze 500°C i przemielonym w czasie 10 minut oraz zawartością cementu 20%) do 44,80 MPa (zaprawa ze spoiwem wyprażonym w 900°C i przemielonym w czasie 30 minut oraz zawartością cementu 80%).

Z rysunku 1 wynika, że gdy zawartość cementu jest równa w przybliżeniu 80%, to przy temperaturze 700°C czas mielenia nie wpływa na wytrzymałość za-

prawy (przecięcie się linii trendu). Wytrzymałość jest równa 35 MPa i jest mniejsza od maksymalnej o 22%.



**Rys. 2.** Zależność wytrzymałości na ściskanie od zawartości cementu i temperatury prażenia.



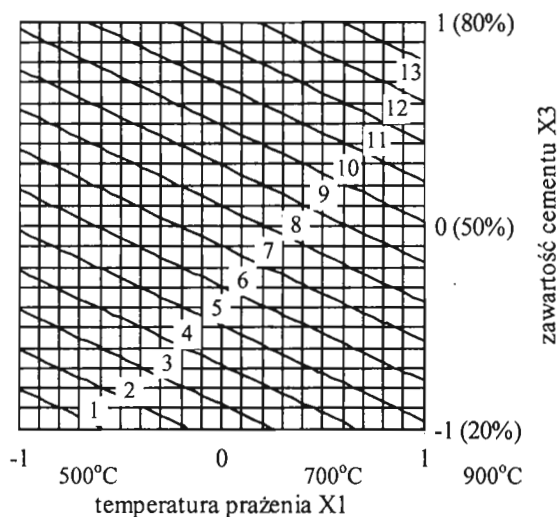
**Rys. 3.** Zależność wytrzymałości na ściskanie od temperatury prażenia i zawartości cementu

W przypadku zapraw ze spoiwa wtórnego z betonu na cemencie CEM III/A 32,5 czas mielenia nie odgrywa istotnej roli w kształtowaniu wytrzymałości na ściskanie i zginanie, dlatego też współczynnik ten pozostawiono na poziomie 0 czyli 20 minut. Charakter wpływu i wartość czynnika  $X_1$  świadczą o tym, że wraz ze wzrostem temperatury prażenia powyżej 700°C maleje wytrzymałość za-

równo na zginanie jak i na ściskanie. Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono krzywe obrazujące zależność wytrzymałości od temperatury prażenia, czasu mielenia oraz zawartości cementu. Wytrzymałość zmienia się w bardzo szerokim zakresie od 2,4 MPa (zaprawa ze spoiwem wyprażonym w temperaturze 900°C oraz zawartością cementu 20%) do 40,60 MPa (zaprawa ze spoiwem wyprażonym w 700°C oraz zawartością cementu 80%).

Z powyższych wykresów wynika, że najmniejszy wpływ na wytrzymałość zapraw ze spoiwem wtórnym ma czas mielenia, dlatego też pozostawiono ten czynnik ( $X_2$ ) na poziomie 0 i wykonano izolinie (rys. 4 i 5) dla modeli, w których zmiennymi czynnikami są: temperatura prażenia ( $X_1$ ) oraz zawartość cementu ( $X_3$ ). Modele przyjęły następujące postaci:

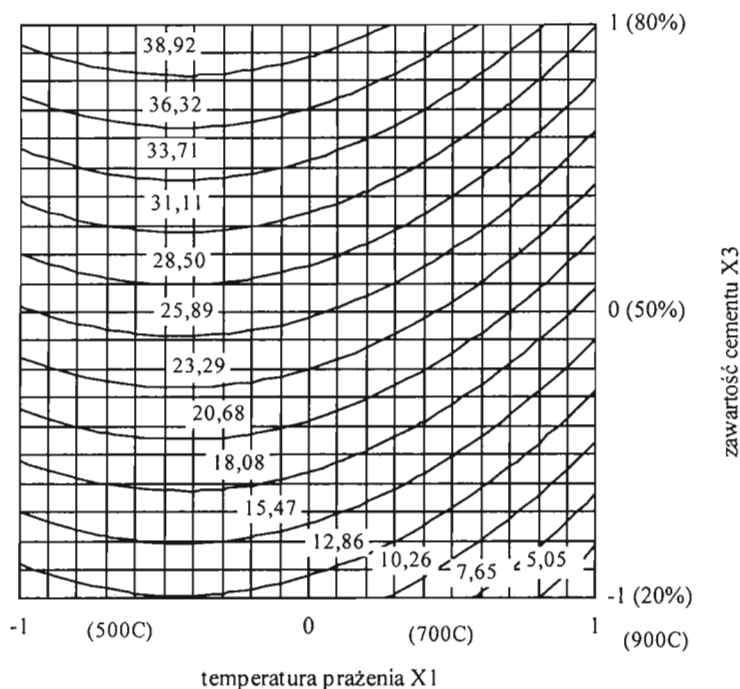
- $y_1 = 24,995 + 5,38 \cdot X_1 + 11,42 \cdot X_3$
- $y_2 = 26,159 - 4,354 \cdot X_1 + 14,417 \cdot X_3 - 4,950 \cdot X_1^2$



**Rys. 4.** Izolinie wytrzymałości na ściskanie wyznaczone dla modelu 1 (zaprawy ze spoiwem wtórnym z betonu na CEM I 42,5); wartości izolinii: 1- 10,4MPa; 2-12,7MPa; 3-14,9MPa; 4-17,6MPa; 5-19,4MPa; 6-21,6 MPa; 7-23,9MPa; 8-26,1MPa; 9-28,4MPa; 10-30,6MPa; 11-32,8MPa; 12-35,1MPa; 13-37,3MPa

Z rys. 4 wynika, że duży wpływ na wytrzymałość ma zawartość cementu. Przy zmianie zawartości cementu od 20 do 50% wytrzymałość zmienia się od 8,20 MPa do 30,38 MPa. Natomiast przy zmianie zawartości cementu od 50 do 80% wytrzymałość zmienia się odpowiednio od 30,38 MPa do 41,80 MPa. Świadczy to o tym, że na wytrzymałość próbek o mniejszej zawartości cementu istotny wpływ wywiera również temperatura prażenia spoiwa wtórnego.

Analizując wpływ temperatury prażenia możemy stwierdzić, że ze zmianą temperatury dla próbek zawierających 80% cementu od 500 do 700°C wytrzymałość na ściskanie wzrasta od 31,04 MPa do 36,42 MPa i jest to wzrost o 17%. Przy zmianie temperatury prażenia próbek od 700 do 900°C przy stałej zawartości cementu wytrzymałość na ściskanie zmienia się od 36,42 MPa do 41,80 MPa (14,8%).



**Rys. 5.** Izolinie wytrzymałości na ściskanie wyznaczone dla modelu 2 (zaprawy ze spoiwem wtórnym z betonu na CEM III/A 32,5)

Największy wpływ na wytrzymałość zapraw ze spoiwem wtórnym z betonu na CEM III/A 32,5 (rys. 5) ma zawartość cementu. Przy zmianie zawartości ce-

mentu od 20 do 50% wytrzymałość zmienia się od 2,44 MPa do 27,11 Mpa, natomiast przy zmianie zawartości cementu od 50 do 80% wytrzymałość zmienia się od 27,11 MPa do 41,53 MPa.

Zmiana temperatury prażenia próbek zawierających 80% cementu od 500 do 700°C nie powoduje istotnej zmiany wytrzymałości na zginanie i ściskanie.

Natomiast przy zmianie temperatury prażenia próbek o tej samej zawartości cementu od 700 do 900°C wytrzymałość maleje od 40,58 MPa do 31,27 MPa (22,9%). Spadek wytrzymałości w zakresie temperatury prażenia od 700 do 900°C spowodowany jest ujemnym liniowym oraz kwadratowym wpływem czynnika  $X_1$ .

Z technicznego punktu widzenia spadek wytrzymałości spoiwa wtórnego z betonu na CEM III/A 32,5 jest spowodowany zbyt wysoką temperaturą prażenia. Materiał pierwotny był wykonany na cemencie hutniczym o zawartości żużła wielkopiecowego 65%. Prawdopodobnie nastąpiła rekrytalizacja żużła zawartego w spoiwie wtórnym, ponieważ proces ten zaczyna się już w temperaturze 500°C. Proces ten powoduje także obniżenie aktywności hydraulicznej żużła, co może tłumaczyć spadek wytrzymałości zapraw ze spoiwem wtórnym wyprażonym w przedziale temperatury od 700 do 900°C.

#### **4. Dyskusja wyników eksperymentu**

Na podstawie wyników przeprowadzonego eksperymentu można stwierdzić, że wytrzymałość zależy ściśle od zawartości cementu, materiału pierwotnego, z którego pozyskiwano spoiwo, oraz od temperatury prażenia. Mniejszy natomiast jest wpływ czasu mielenia. Z punktu widzenia technologicznego najbardziej optymalnymi parametrami do pozyskiwania spoiwa są:

- temperatura prażenia: 700°C,
- czas mielenia: 20 minut,

Parametry te są optymalne, ponieważ wytrzymałość spoiw pozyskiwanych z różnych materiałów pierwotnych jest bardzo zbliżona. W porównaniu do czystego cementu wytrzymałość na zginanie i ściskanie spoiwa wtórnego z betonu na CEM I 42,5 jest niższa odpowiednio o 13 i 3,6%. Wytrzymałość na zginanie spoiwa wtórnego z betonu na CEM III/A 32,5 jest wyższa o 10%, a na ściskanie niższa o 3,6%.

Ustalono również maksymalną zawartość spoiwa wtórnego – równą 20%. Ilość ta dodana do zaprawy nie pogorszyła właściwości mechanicznych zapraw w porównaniu z właściwościami zaprawy z czystego cementu. Należy przypusz-

czać, że dalsza modyfikacja składu zaprawy poprzez dodanie domieszek uplastyczniających poprawiłaby urabialność zaprawy niwelując zwiększoną wodożądność spoiwa wtórnego, co wpłynęłoby na zwiększenie wytrzymałości zaprawy.

Podsumowując wyniki przeprowadzonych badań można stwierdzić, że istnieje możliwość pozyskiwania spoiwa cementowego z recyklingu betonu. Do stwierdzenia tego należy podchodzić z ostrożnością, gdyż spoiwo wtórne jest materiałem niehomogenicznym, charakteryzuje się wysoką zmiennością właściwości w zależności od materiału pierwotnego, z którego zostało pozyskane. Badania te nie w pełni wyczerpują całość problemu i do jednoznacznego potwierdzenia tej tezy należałoby przeprowadzić wiele badań, które potwierdziłyby wyniki uzyskane w niniejszej pracy. Konieczne jest też rozpatrzenie przydatności spoiwa w zastosowaniu do betonów, a w szczególności zbadanie trwałości betonu wykonanego ze spoiwem wtórnym.

## **Literatura**

- [1] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Cechy wytrzymałościowe betonu konstrukcyjnego z kruszywem wtórnym. XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN I PZITB. Kraków – Krynica, 1995.
- [2] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Badania belek żelbetowych z betonów na kruszywach wtórnych. XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN I PZITB. Krynica, 2001. s. 11-18.
- [3] Grodzicka A., Siemaszko-Lotkowska D., Wolska-Kotańska C.: Wybrane aspekty charakterystyki kruszyw pochodzących z recyklingu betonu i ich wykorzystanie. Konferencja Naukowo-Techniczna "Budownictwo spełniające wymogi zrównoważonego rozwoju". ITB. Mrągowo, 2002. s. 141-151
- [4] Kawano H.: Outline of SIN/TR on Recycled Concrete using Recycled Aggregate. Proceedings of the International Workshop on Recycled Concrete. JSPS 76 Committee on Construction Materials. Japan. 2000. p. 43-48
- [5] Szczerba J., Matuszczyk B., Kalarus D.: Badania kruszyw wtórnych z recyklingu betonów: XVII Konferencja Naukowo-Techniczna. Jadwisin. 2000.
- [6] Salem R.M., Burdette E.G., Jackson N.M.: Resistance to Freezing and Thawing of Recycled Aggregate Concrete. ACI Materials Journal. Vol. 100. No. 3. May-June 2003. s.216-221.
- [7] Salem R.M., Burdette E.G., Jackson N.M.: Interrelationship of Physical Properties of Concrete Made with Recycled Aggregates. TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM.



- [8] Sagoe-Crentsil K.K., Brown. T., Taylor A.H.: Performance of Concrete Made with Commercially Produced Coarse Recycled Concrete Aggregate. Cement and Concrete Research. Vol. 31, No. 5. 2001. s. 707-712.
- [9] Rashwan M.S., AbouRizk S.: The Properties of Recycled Concrete. Concrete International. Vol. 19. No. 7. 1997s.56-60.
- [10] Tavakolo M., Soroushian P.: Strength of Recycled Aggregate Concrete Made Using Field Demolished Concrete as Aggregate. ACI Materials Journal. Vol. 93. No. 2. March-April 1996. s. 182-190.

## **ANALYSIS OF POSSIBILITY OF OBTAINING MINERAL BINDER FROM CONCRETE DEBRIS**

**Abstract:** The paper reports results of laboratory examinations which were conducted in order to analyze possibilities of obtaining secondary binder as a result of burning old cement stone from concrete debris. Polynomial mathematical models were developed. They enable quantitative evaluation of influence of temperature of burning (X1), duration of milling (X2) and content of cement in mortar (X3) upon compressive strength of cement mortar. Secondary binders were obtained from two types of concrete debris: concrete made with CEM I 42.5 and concrete made with CEM III/A 32,5 cement.

**Key words:** mineral binder, recycling of concrete, cement mortar, compressive strength



Wiesław Matwiejczuk, Jerzy Obolewicz

## SKŁADNIKI KONKURENCYJNOŚCI PRZEDSIĘBIORSTW BUDOWLANYCH

**Streszczenie:** Współczesne warunki gospodarowania stawiają wymóg podniesienia konkurencyjności przedsiębiorstw budowlanych na wyższy poziom, umożliwiając skuteczne konkurowanie także z prężnymi firmami otwierającej się Europy. Stąd poznanie mechanizmów konkurowania na rynku budowlanym oraz źródeł podnoszenia konkurencyjności przedsiębiorstwa jest szczególnie ważne. Niniejszy artykuł jest próbą przybliżenia tych zagadnień.

**Słowa kluczowe:** konkurencyjność, makro- i mikrootoczenie przedsiębiorstwa budowlanego, pozycja konkurencyjna, potencjał konkurencyjności, instrumenty konkurowania, przewaga konkurencyjna.

### 1. Globalne uwarunkowania konkurencyjności przedsiębiorstwa

Nieodłączną cechą współczesnego umiędzynarodowienia życia społeczno-gospodarczego, politycznego i kulturowego (globalizacja) jest nasilenie się procesów rywalizacji, która zachodzi w każdym wymiarze działalności gospodarczej. Dążenie do zwiększenia konkurencyjności stało się imperatywem dla podmiotów funkcjonujących na rynku globalnym, na którym odbywa się rywalizacja pomiędzy gospodarczymi potentatami, tak w wymiarze państw jak i przedsiębiorstw.

Globalny rynek obejmuje wszystkie charakterystyczne elementy, takie jak globalne produkty, rywalizację technologiczną i światową konkurencję. Tworzy też warunki do rozwoju organizacji o zasięgu ponadnarodowym, typu konglomeraty, koncerny, holdingi, przedsiębiorstwa sieciowe oraz firmy typu e-business, które są wyrazem postępującej internacjonalizacji procesu gospodarowania.

Konkurencja w skali światowej i dominacja wielkich regionów ekonomicznych tzw. Triady potęguje procesy integracyjne, powodując włączanie się kolejnych państw do tych ugrupowań gospodarczych. Zrozumiałe są więc aspiracje

grupy państw Europy Środkowej i Wschodniej do integracji z Unią Europejską, dające im szanse na awans cywilizacyjny, ale też stawiające nowe wyzwania.

Wyzwań dla gospodarki polskiej, płynących z faktu otwarcia granic i swobodnego przepływu towarów, usług czy dużego kapitału jest wiele. Wszystkie one wynikają z różnic w poziomie efektywności gospodarowania między Unią Europejską a Polską i sprowadzają się do zapewnienia wydatnego wzrostu konkurencyjności polskiej gospodarki, gdyż w tym obszarze istnieje największa luka. Z porównań makroekonomicznych wynika, że w odniesieniu do krajów unijnych, Polska charakteryzuje się m.in. niskim udziałem przemysłów innowacyjnych w eksporcie, niższą wydajnością produkcji, dużym zużyciem majątku produkcyjnego, opóźnieniem w zakresie koncentracji potencjału produkcyjno-kapitałowego, niskimi nakładami na badania i wdrożenia. Powyższe świadczy o niskiej zdolności konkurencyjnej narodowej gospodarki i polskich przedsiębiorstw.

*Sfera inwestycyjno-budowlana* poddana została także gruntownym przeobrażeniom. Wprowadzony w gospodarce mechanizm rynkowy spowodował przeorientowanie filozofii działania firm budowlanych w kierunku maksymalnego zaspokajania potrzeb klienta – inwestora. Służyły temu dokonujące się przemiany we wszystkich obszarach działania przedsiębiorstw budowlanych – w sferze własnościowej, organizacyjnej, technologiczno – produkcyjnej i ekonomicznej. W dalszym ciągu zmieniające się burzliwie środowisko budownictwa zmusza przedsiębiorstwa do permanentnego wsłuchiwania się w oczekiwania rynku budowlanego i poszukiwania takich sposobów ich zaspokajania, które gwarantują wygraną z konkurentami.

## 2. Sposoby wyrażania konkurencyjności

W literaturze przedmiotu występuje wiele niejednoznaczności w określaniu pojęcia konkurencyjności, o czym świadczy mnogość funkcjonujących definicji.

**Konkurencyjność** wg Unii Europejskiej to zdolność firm do podtrzymywania swojej bazy zaspokajania potrzeb klientów i konsumentów przez bardziej sprawną podaż towarów i usług na coraz lepszych warunkach cenowych i pozacenowych [1]. OECD definiuje konkurencyjność jako zdolność firm, przemysłów, regionów, krajów lub ugrupowań do sprostania międzynarodowej konkurencji jak i do trwałego zapewnienia wysokiej stopy zwrotu od zastosowanych czynników produkcji i poziomu zatrudnienia. W obu tych definicjach podkreślany jest społeczny i efektywnościowy aspekt procesu konkurowania na różnych poziomach gospodarowania.

Zdaniem autorów, zasadne będzie, by w dalszych rozważaniach określić *konkurencyjność przedsiębiorstwa jako jego umiejętność osiągania i utrzymywania przewagi nad swoimi rywalami rynkowymi*. Tak określona konkurencyjność jest równoznaczna ze zdolnością przedsiębiorstwa do przedstawienia na rynku, oferty konkurencyjnej w stosunku do innych przedsiębiorstw. Dlatego podstawą analizy konkurencyjności przedsiębiorstw będzie określenie *czynników determinujących osiągnięcie przez te przedsiębiorstwa przewagi konkurencyjnej*.

O poziomie konkurencyjności firmy, osiągniętych przez nią rezultatach, decydują w ujęciu ogólnym dwa elementy [2]:

- atrakcyjność strukturalna branży, w której przedsiębiorstwo funkcjonuje;
- czynniki określające względną pozycję konkurencyjną wewnątrz branży.

*Atrakcyjność branży*, analizowana w aspekcie możliwości osiągnięcia w niej przez przedsiębiorstwo długotrwałej zyskowności, wyznaczana jest przez 5 sił napędzających konkurencję w branży, opisanych przez M.E. Portera [3]. Atrakcyjność ta maleje, gdy funkcjonujący w niej nabywcy i dostawcy posiadają dużą siłę przetargową względem przedsiębiorstwa budowlanego i dyktują mu warunki wymiany, ograniczają jego rentowność, co prowadzi do obniżenia też konkurencyjności przedsiębiorstwa. Z kolei, nawet w atrakcyjnym sektorze, przedsiębiorstwo nie osiągnie wysokich zysków, jeśli zajęło nie najlepszą pozycję konkurencyjną [4].

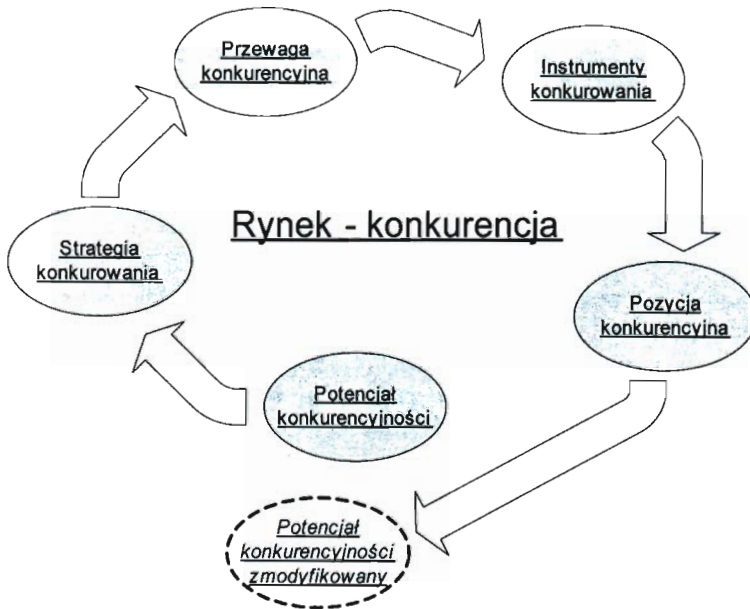
O zróżnicowaniu konkurencyjności decydują więc zmienne o charakterze ogólnym z obszaru makroekonomicznego (całej gospodarki), obszaru danej branży (mezoekonomicznego) oraz poziomu poszczególnych przedsiębiorstw (mikroekonomicznego). Oddziaływanie czynników decydujących o konkurencyjności na poszczególnych poziomach wzajemnie się koreluje, tworząc synergiczny układ, podnoszący konkurencyjność na różnych poziomach gospodarki. Wysoka konkurencyjność poszczególnych przedsiębiorstw stanowi o sile branż i gałęzi oraz wzmacnia konkurencyjność gospodarki kraju.

Analizując konkurencyjność firmy, należy uwzględniać wszystkie istotne elementy, które określają tę cechę przedsiębiorstwa. Na **konkurencyjność przedsiębiorstwa** składają się takie ogniwa jak **potencjał konkurencyjności, strategia konkurowania, przewaga konkurencyjna, instrumenty konkurowania oraz pozycja konkurencyjna**, które łącznie tworzą łańcuch składników konkurencyjności. Idea tego łańcucha-spirali została przedstawiona na rys.1.

Przedstawione składniki konkurencyjności dotyczą przedsiębiorstwa funkcjonującego na konkurencyjnym rynku, w określonym otoczeniu zewnętrznym. Relatywizm współczesnego środowiska działania firm oraz globalizacja rynku wymaga dynamicznego ujęcia także konkurencyjności przedsiębiorstwa, która musi

stale wzrastać. Osiągnięcie przez przedsiębiorstwo wysokiej pozycji rynkowej i utrzymanie przewagi nad rywalami staje się imperatywem nowej konfiguracji potencjału, stosowania nowych strategii, doskonalenia instrumentów na innym, wyższym poziomie.

**Potencjał konkurencyjności** przedsiębiorstwa kojarzy się z szeroko rozumianymi jego zasobami materialnymi oraz umiejętnościami pożądanymi na danym rynku. Jest on definiowany jako system zasobów materialnych i niematerialnych, umożliwiających przedsiębiorstwu zastosowanie na rynku, na którym funkcjonuje, optymalnych instrumentów skutecznego konkurowania.



**Rys. 1.** Łańcuch-spirala składników konkurencyjności przedsiębiorstwa.

**Źródło:** Opracowanie własne

Tradycyjnie potencjał konkurencyjności dzieli się na zasoby fizyczne, ludzkie, finansowe i tzw. niewidzialne. Znane jest też grupowanie potencjału konkurencyjności w sfery funkcjonalno-zasobowe. Często podział bierze się pomiędzy materialnymi czynnikami potencjału produkcyjnego przedsiębiorstwa a jego umiejętnościami (zasoby intelektualne).

Dla skutecznego konkurowania ważność poszczególnych składników zasobów posiadanych przez przedsiębiorstwo jest zróżnicowana. Zależy ona od sytu-

acyjnych uwarunkowań przedsiębiorstwa, rodzaju branży, charakteru rynku, na którym ono występuje. Dlatego też należy dążyć do skupienia sił i środków na najważniejszych składnikach zasobów przedsiębiorstwa, stosując zasadę koncentracji na *składnikach kluczowych (strategicznych)*,

**Przewaga konkurencyjna** definiowana jest jako zbiór cenionych przez rynek atutów, które przedsiębiorstwo posiada i jest pozytywną odpowiedzią przedsiębiorstwa na zapotrzebowanie rynku [5]. Istotą zdobywania przez przedsiębiorstwo przewagi konkurencyjnej jest osiąganie przez nie lepszych rezultatów, dzięki opanowaniu w wyższym stopniu, niż to robią rywale, określonego procesu lub wykonywaniu go w inny sposób. Umożliwia to zajęcie lepszej w stosunku do konkurentów pozycji na rynku.

W ujęciu statycznym, konkurencyjne na rynku może być tylko przedsiębiorstwo, które ma przewagę konkurencyjną w określonym miejscu i czasie w stosunku do rywali rynkowych. Przewaga uzależniona jest głównie od zachowań konkurentów, od ich zdolności do naśladowania i innowacyjności.

Wzajemne powiązania strategii konkurowania ze źródłami i typami przewag konkurencyjnych przedsiębiorstwa przedstawia rys. 2.



**Rys. 2.** Mechanizm budowania przewagi konkurencyjnej przedsiębiorstwa

**Źródło:** Opracowanie własne

Mechanizm budowania przewagi konkurencyjnej zakłada, że zintegrowana przewaga osiągana jest przez przedsiębiorstwo w wyniku stosowania strategii kon-

kurencyjnej adekwatnej do posiadanego przez nie potencjału konkurowania w relacji z warunkami stawianymi przez otoczenie.

Umiejętność zdobywania przewagi konkurencyjnej i utrzymywania jej w dłuższym czasie czasu wraz z jej powiększaniem (ujęcie dynamiczne), daje gwarancję funkcjonowania przedsiębiorstwa w dłuższej perspektywie. Warunkiem tego jest bardziej skuteczna niż u rywala reakcja na sygnały płynące z otoczenia zewnętrznego, w którym funkcjonuje przedsiębiorstwo. Reakcja ta obejmuje wszystkie sfery funkcjonalne przedsiębiorstwa, tj. zaopatrzenie, produkcję, zbytność, skalę działania, formy organizacyjne itp.

Ważnym czynnikiem jest także to, czy przewaga konkurencyjna, którą lansuje firma, odpowiada rzeczywistym potrzebom klientów. Fundamentalne znaczenie ma oparcie przewagi konkurencyjnej na potrzebach klientów i ciągłym weryfikowaniu posiadanej strategicznej przewagi z rzeczywistymi odczuciami nabywców.

Wewnętrznych źródeł przewagi konkurencyjnej firmy należy doszukiwać się w jej łańcuchu wartości – poprzez lepsze dostosowanie realizowanych zadań do potrzeb rynku oraz poprawę jakości zasobów, którymi się firma posługuje. Drogi te są ze sobą powiązane, bowiem lepsze dostosowanie swej produkcji do bieżących wymogów rynku firma osiągnie poprzez zwiększenie wartości dostarczonej klientom w przeliczeniu na wydatkowaną przez nich jednostkę pieniężną. Imperatyw efektywności wymusza na przedsiębiorstwie dążenie do jak największego wzrostu relacji *wartość / cena*, przy minimalizowaniu swych nakładów. Relacja ta będzie na rynku miarą przewagi konkurencyjnej.

W celu zdobycia przewagi konkurencyjnej przedsiębiorstwa posługują się na rynku instrumentami konkurowania. **Instrumenty konkurowania** są bezpośrednimi narzędziami osiągnięcia przez przedsiębiorstwo przewag konkurencyjnych na określonych rynkach, co prowadzi do zajęcia pożądanego pozycji konkurencyjnych. Są więc one świadomie wykorzystywanymi przez przedsiębiorstwa środkami osiągnięcia ich rynkowych celów strategicznych [6].

O ile przewaga konkurencyjna nie zawsze jest widoczna na rynku i rozpoznawalna przez jego uczestników, o tyle instrumenty konkurowania muszą być łatwo zauważalne przez klientów jako elementy wyróżniające daną ofertę. Dysponowanie przewagą konkurencyjną daje podstawę przedsiębiorstwu do stosowania odpowiednich instrumentów, wynikających z posiadanego potencjału (np. niskie koszty produkcji umożliwiają stosowanie nie tylko instrumentu cenowego w rywalizacji z innymi, lecz także innych, pozacenowych).

Rodzaj stosowanych przez przedsiębiorstwo instrumentów konkurowania może być bardzo szeroki i nie zawężać się do tradycyjnie używanych, takich jak cena, jakość, sposób rozliczeń, warunki gwarancji. Zależą one od kreatywności pracow-



ników firmy, którzy wychodząc z posiadanych przewag nad konkurentami mogą znacznie różnicować stosowane instrumenty, czego przejawem będą widoczne dla klienta różnice w wartości oferty firmy lub w sposobie jej działania.

Pojęcie **pozycji konkurencyjnej** przedsiębiorstwa (siły konkurencyjnej) wiąże się z już osiągniętymi przez nie kompetencjami konkurowania (pomiar *ex post*), które porównywane są do kluczowych czynników sukcesu innych przedsiębiorstw. Natomiast potencjał konkurencyjności przedsiębiorstwa rozpatrywany jest perspektywnie (*ex ante*) i oceniany może być przez projekcje różnych scenariuszy rozwoju.

Warunkiem uzyskania przewagi rynkowej przez firmę jest posiadanie przez nią dobrej pozycji konkurencyjnej, rozumianej jako suma sił i słabości przedsiębiorstwa. Pozycja ta zależy od stopnia opanowania kluczowych czynników sukcesu, które można podzielić na następujące duże grupy: *rynkowa pozycja przedsiębiorstwa, kosztowa pozycja przedsiębiorstwa, marka i zakorzenienie rynkowe, kompetencje techniczne i opanowanie technologii, rentowność i siła finansowa* [7].

Bardziej szczegółowe rozwinięcie układu czynników wewnętrznych, determinujących konkurencyjność przedsiębiorstwa można znaleźć m. in. w macierzach stosowanych przez Boston Consulting Group, Shella czy General Electric/Mc Kinsey [8]. W tej ostatniej macierzy siła biznesu określana jest np. przez 12 czynników, charakteryzujących wszystkie ważniejsze funkcje przedsiębiorstwa.

### **3. Poziomy oceny i czynniki konkurencyjności przedsiębiorstwa**

Opierając się na literaturze przedmiotu [9] można wyróżnić następujące czynniki determinujące konkurencyjność przedsiębiorstw na poszczególnych poziomach:

1. *makroekonomiczne determinanty konkurencyjności*: - wielkość i struktura zasobów produkcyjnych, efektywność wykorzystania zasobów produkcyjnych, system społeczno-ekonomiczny i polityka gospodarcza rządu, możliwość oddziaływania na globalne otoczenie ekonomiczne.
2. *mezoekonomiczne determinanty konkurencyjności*: - wyposażenie w czynniki wytwórcze, czynniki popytowe, kształtowanie się odpowiedniego układu branżowego (branż wspierających i pokrewnych), warunki tworzenia, organizacji i zarządzania przedsiębiorstwem.
3. *mikroekonomiczne determinanty konkurencyjności*: - pozycja konkurencyjna przedsiębiorstwa w przeszłości, potencjał konkurencyjności przedsiębiorstwa, strategia konkurowania obrona przez przedsiębiorstwo.

Należy tu zaznaczyć, że przedstawione czynniki określonych poziomów są wyznacznikami konkurencyjności odpowiednio kraju czy branży. Natomiast oddziaływanie zmiennych z poszczególnych poziomów w ujęciu rozłącznym, współdeterminuje konkurencyjność przedsiębiorstwa, tworząc warunki do istotnego zróżnicowania konkurencyjności przedsiębiorstw w ramach tej samej branży czy kraju.

Z. Pierścionek [10] prezentuje szeroką grupę (14pozycji) czynników determinujących wybór określonego produktu (usługi) przez odbiorcę na konkretnym rynku. Należą do niej m.in. funkcje i jakość oferowanego produktu, cena produktu wraz z warunkami jego sprzedaży i promocji, wielkość przedsiębiorstwa i jego renoma, skala obecności producenta na rynku itp. Kryterium wyboru wynika z potrzeby optymalnego zaspokojenia swoich potrzeb: - im wyższy stopień zaspokojenia potrzeby przy danej cenie, tym wyższa wartość. Przedsiębiorstwo zdobywa przewagę nad konkurentami przy zachowaniu zależności funkcji i jakości produktu z jego ceną, tj. gdy:

- oferuje produkt lub usługę o jakości nie niższej niż konkurencja, ale po zdecydowanie niższej cenie;
- oferuje produkt lub usługę o jakości wyższej niż konkurencja, ale po cenie nie wyższej niż ceny konkurentów.

Z badań nad konkurencyjnością podlaskich przedsiębiorstw budowlanych, prowadzonych przez autorów w 2003r. wynika, że największe znaczenie dla konkurencyjności przedstawiają procesy zawarte w *sferze finansów*, które zdaniem ekspertów w 25,8% decydują o osiągnięciu przewagi konkurencyjnej. W sferze tej bardzo duże znaczenie odgrywa zapewnienie finansowania bieżącej działalności przedsiębiorstwa (3,7pkt.), oraz potencjał finansowy i rentowność osiągana przez firmę (3,3pkt.).

Następna pod względem ważności *sfera produkcji* (21,7%), opisana została przez 9 czynników, wśród których decydujące jest posiadanie kluczowego personelu z udokumentowanymi kwalifikacjami (3,7 pkt.) oraz umiejętność organizowania i zarządzania kompleksowym wykonawstwem zadań inwestycyjnym (3,3 pkt.). Przedsiębiorstwa podlaskie na tle swych rywali posiadają przeciętne zasoby konkurencyjności.

Spośród *sfery informacyjno-marketingowej* (16,3% ranga ważności) najwyższe znaczenie przypisano znajomości bieżącej sytuacji na rynku (3,7 pkt.) oraz kanałom pozyskiwania zleceń i jakości służb informacyjno-marketingowych (3,3 pkt.), które na tle rywali krajowych są raczej słabą stroną naszych przedsiębiorstw.

Poszczególne czynniki *sfery organizacji i zarządzania*, decydującej w 15,5% o poziomie konkurencyjności przedsiębiorstwa, są nisko oceniane na tle konkurentów (ok.2pkt.). Widoczne jest tu docenianie znaczenia strategicznych aspektów kierowania firmą, takich jak posiadanie strategii rozwoju firmy, wykorzystywanie naukowych metod podejmowania decyzji strategicznych.

W *sferze zasobów ludzkich* (12% ranga) oraz *zasobów „miękkich”* (8,7% ranga), na czoło ważności wybijają się identyfikacja załogi z celami firmy, poziom ogólnego profesjonalizmu pracowników oraz renoma firmy. W tych sferach zasoby firmy oceniane są niżej niż u rywali.

Kolejny aspekt wyrażenia konkurencyjności- *instrumenty konkurowania*, są przejawem strategii, jaką stosuje przedsiębiorstwo na rynku. Do najczęściej stosowanych na rynku budowlanych instrumentów konkurowania zaliczyć należy niską cenę, wizerunek zewnętrzny firmy, wysoką jakość robót i usług, umiejętności w prowadzeniu podobnych zadań.

Spośród mniej znaczących instrumentów konkurowania najczęściej przedsiębiorstwa oferują krótki cykl realizacji zadania, udzielają dogodnych warunków płatności inwestorom wraz z upustami cenowymi.

Przy tworzeniu oferty, np. na wymagającym rynku inwestycyjnym, ważna jest jej komplementarność, obejmująca szeroki zakres usług budowlanych. Inwestor ceni sobie możliwość szerokiego wyboru oferowanych usług w procesie inwestycyjnym od fazy przygotowawczej do elementów eksploatacji włącznie.

Przy dokonywaniu analiz konkurencyjności przedsiębiorstwa istotne jest określenie poziomu odniesienia (punktu widzenia), swoistej bazy porównawczej tej cechy. Konkurencyjność przedsiębiorstwa jest oceniana przede wszystkim przez odbiorców (klientów) oraz przez interesariuszy firmy (zarząd, właściciele, potencjalni akcjonariusze, pracownicy, banki oraz centra gospodarcze). Oceny te są dokonywane przez pryzmat różniących się od siebie cech, zależnych od oczekiwań podmiotu oceniającego względem przedsiębiorstwa.

#### 4. Podsumowanie

Warunki funkcjonowania przedsiębiorstw budowlanych są dziś mocno skomplikowane. Utrzymująca się na rynku inwestycyjnym głęboka nierównowaga popytowo-popytowa, niska rentowność i kruche podstawy finansowe branży budowlanej, wyeksploatowany majątek produkcyjny oraz duże rozdrobnienie potencjału wytwórczego stanowią dziś poważne zagrożenie dla funkcjonowania przedsiębiorstw budowlanych. Dlatego poszukiwanie źródeł osiągnięcia przewagi rynko-

wej i podnoszenie poziomu konkurencyjności, szczególnie w obliczu otwarcia rynku budowlanego i zaostrzającej się rywalizacji ze strony prężnych firm zachodnich, będzie stanowić o istnieniu przedsiębiorstw budowlanych w najbliższych latach.

Tworzenie przewagi konkurencyjnej w najkrótszej perspektywie będzie wymagało od przedsiębiorstw kreowania nowych potrzeb oraz wykorzystania pojawiających się możliwości i szans stworzonych przez nową przestrzeń konkurencyjną. Konkurencyjność winno się zatem postrzegać nie tylko jako bezpośrednią obecność na rynku, ale jako uczestnictwo w przyszłych zadaniach, które pojawiają się m.in. wraz z wejściem Polski do Unii Europejskiej.

## Literatura

1. Panorama of UE Industry 1997- Competitive Companies, Brussels, 1997.
2. Cyrson E.: Kompendium wiedzy o gospodarce. PWN, Warszawa-Poznań, 2000.
3. Porter M.E.: Strategia konkurencji. Metody analizy sektorów i konkurentów. PWE, Warszawa, 1999.
4. Matwiejczuk W.: Mechanizmy konkurowania w budownictwie. „Ekonomika i Organizacja Przedsiębiorstwa”, nr. 6, 2002.
5. Gierszewska G, Romanowska M.: Analiza strategiczna przedsiębiorstwa. PWE, Warszawa, 2002.
6. Stankiewicz M. J.(red.): Budowanie potencjału konkurencyjności przedsiębiorstwa. Wyd. TNOiK, Toruń, 1999.
7. STRATEGOR.: Zarządzanie firmą. Strategie, struktury, tendencje, tożsamość. PWE, Warszawa, 1995.
8. Hax A.C, Majluf N.S.: Strategic Management. An Integrative Perspective. Prentice-Hall, Englewood Cliffs 1984.
9. Bieńkowski W.: Rola polityki rządowej w poprawie konkurencyjności kraju w warunkach globalizacji i integracji regionalnej a konkurencyjność podmiotów gospodarczych w integracji i globalizacji. [w]: Konkurencyjność podmiotów gospodarczych w procesie integracji i globalizacji, pod red. E. Skawińskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej, Seria „Organizacja i Zarządzanie”, z.32, Poznań 2001; Gorynia M.(red.): Luka konkurencyjna w poziomie przedsiębiorstw a przystąpienie Polski do Unii Europejskiej. Wyd. Akademii Ekonomicznej, Poznań 2002.
10. Pierścionek Z.: Strategie konkurencji i rozwoju przedsiębiorstwa. PWN, Warszawa 2003.

## **COMPONENTS OF CONSTRUCTION COMPANIES COMPETITIVENESS**

**Summary:** Modern economical conditions put competitiveness requirements of construction companies on higher level which allows effective competition with resilient European enterprises. Hence the mechanism's recognition on the construction market and sources of competitiveness improvement are especially important. Hereby presented article is the trial of these issues estimation.

**Key words:** competitiveness, macro- and micro- environment of construction firm, competitive position of company, potential of competitiveness, instruments of competitiveness, competitive advantage.



Czesław Miedziałowski, Andrzej Leonczuk

## APROKSYMACJA PROSTYCH I ZŁOŻONYCH STANÓW NAPRĘŻEŃ W ELEMENTACH KONSTRUKCJI BUDYNKÓW

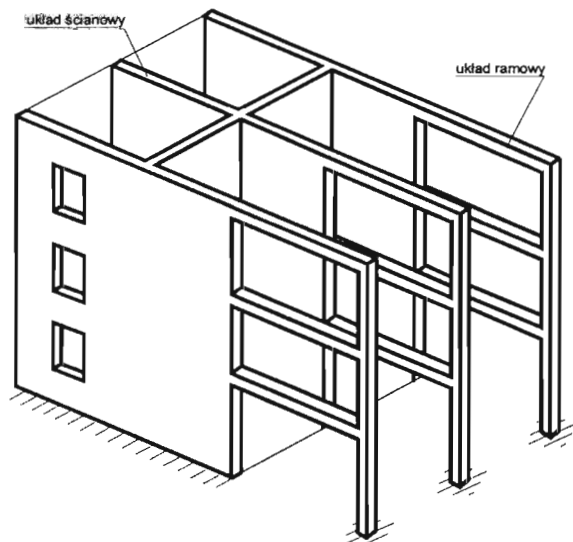
**Streszczenie:** W każdym z układów konstrukcyjnych budynku możemy wyróżnić różnego rodzaju elementy składowe, które mają odmienny charakter pracy statycznej. W pracy usystematyzowano klasyczne elementy metody elementów skończonych oraz nowe elementy półanalityczne i przejściowe. Dysponując przedstawionymi w pracy elementami można zbudować pełny model konstrukcji w schemacie trójwymiarowym.

**Słowa kluczowe:** analiza konstrukcji, metoda elementów skończonych MES

### 1. Wstęp

W nowoczesnym budownictwie czy też przy okazji modernizacji istniejących obiektów mamy do czynienia z układami konstrukcyjnymi jednorodnymi i z mieszаныmi, tj. np. z układami ścianowo-ramowymi rys. 1.

W każdym z układów konstrukcyjnych możemy wyróżnić różnego rodzaju elementy składowe – ściany, stropy, słupy, belki, wieńce, fundamenty i inne – które mają odmienną charakterystykę pracy statycznej. Konstrukcje nośne tworzą przez to skomplikowaną strukturę przestrzenną, w której możemy wydzielić charakterystyczne obszary: trójwymiarowych masywnych konstrukcji, płaskich elementów tarczowych i płytowych, jednowymiarowych elementów belkowych i ciągnowych oraz obszarów przejściowych jednego stanu w drugi.



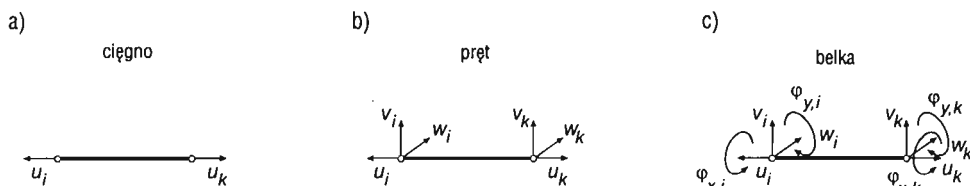
Rys. 1. Schemat konstrukcji budynku

## 2. Opis elementów

### 2.1. Elementy jednowymiarowe

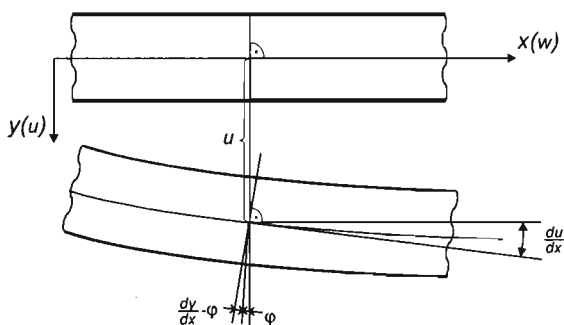
Do elementów jednowymiarowych zalicza się elementy ciągnowe, prętowe i belkowe odpowiadające ciągom, dźwigarom kratowym, belkom, słupom. W tego typu elementach, których schematy pokazano na rys. 2, rozkład naprężeń jest jednorodny, a w węzłach występują siły i przemieszczenia, które określa się mianem stopni swobody. W wypadku najprostszych elementów ciągnowych (rys. 2a) jedynym oddziaływaniem, jakie w nich występuje, jest rozciąganie bądź ściskanie. Stopień swobody w węźle dla takich elementów wynosi jeden i reprezentowany jest jako przemieszczenie węzła  $u_i$  i odpowiadającą mu siłą  $U_i$ . Bardziej rozbudowane są elementy typu prętowego (rys. 2b), gdzie mamy do czynienia z większą liczbą przemieszczeń (sił węzłowych), czy belkowego (rys. 2c), gdzie oprócz sił występują momenty zginające czy skręcające (obroty).





Rys. 2. Schematy elementów prętowych

Rozszerzeniem tej klasy elementów są elementy aproksymujące belki wysokie i pręty krępe z wykorzystaniem założeń teorii Timoshenko [1], [3]. Uwzględnia się w tej aproksymacji deformację (odkształcenia postaciowe) przekroju poprzecznego pręta, rys. 3.



Rys. 3. Deformacje przekroju belki wg teorii Timoshenki

Pole przemieszczeń formułuje się następująco

$$\mathbf{q} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w} \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w}^0 \\ \mathbf{u} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \mathbf{y} \cdot \varphi \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

gdzie  $\varphi$  - kąt obrotu przekroju

## 2.2. Elementy dwuwymiarowe

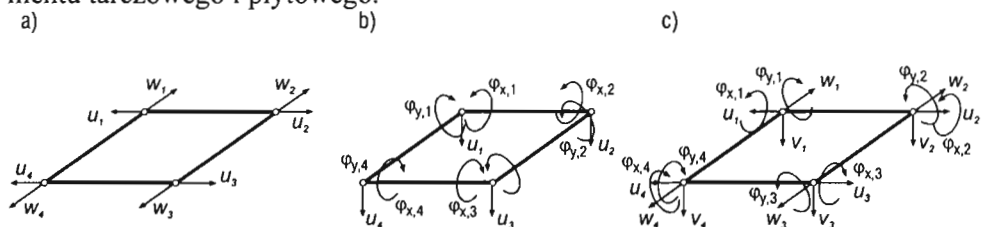
Do elementów dwuwymiarowych należą elementy typu tarcza (ściana), płyta (strop) czy powłoka (przekrycie powłokowe). Podział na elementy i ustalenie wzajemnego oddziaływania są w tym wypadku nieco trudniejsze. Na konturze tych elementów wydzielonych z konstrukcji rozkład naprężeń i odkształceń jest ciągły. Dla nich określa się wielkości dyskretne w określonych punktach konturu tzw.

w węzłach. Pozwala to na zachowanie zgodności przemieszczeń oraz zapewnia równowagę sił. Pomiedzy węzłami ciągłość nie jest zagwarantowana, dlatego w procesie deformacji pomiędzy elementami może powstać tzw. „szczelina”, którą możemy zmniejszyć za pomocą wprowadzenia do elementu węzłów pośrednich.

W elementach typu tarczowego występują dwa stopnie swobody w węźle, tzn. przemieszczenia w dwóch kierunkach  $u_i$ ,  $w_i$ , co zostało pokazane na rys. 4a. Tym samym można przyjąć, że połączenie w węźle jest przegubowe, a zatem oddziaływanie pomiędzy elementami tarczowymi ma postać dwóch sił  $U_i$ ,  $W_i$ .

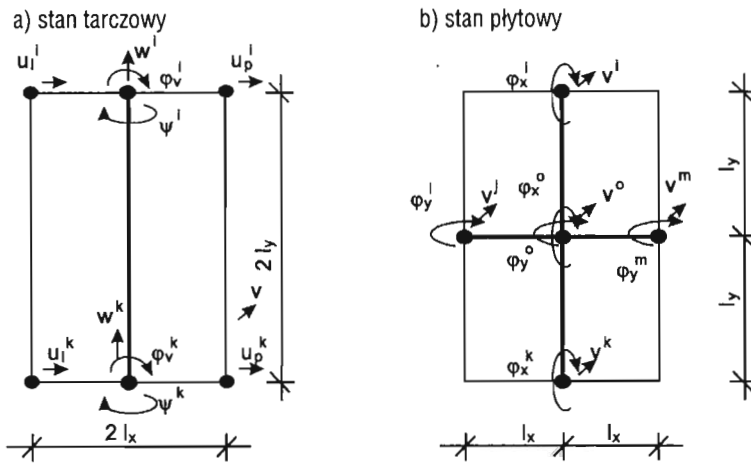
Elementy płytowe ze względu na charakter ich deformacji (zginanie w dwóch płaszczyznach połączone z skręcaniem) mają 3 stopnie swobody, rys. 4b, reprezentowane jako ugięcie  $u_i$  i odpowiadająca mu siła  $U_i$ , obroty  $\varphi_{x,i}$  i  $\varphi_{y,i}$  i odpowiednio momenty  $M_x$  i  $M_y$ .

Konstrukcje powłokowe łączą stan tarczowy i płytowy, a ich schemat pokazano na rys. 4c. Element powłokowy w pewnych przypadkach może być sumą elementu tarczowego i płytowego.



**Rys. 4.** Schematy elementów powierzchniowych: a) element tarczowy, b) element płytowy, c) element powłokowy.

Oprócz tych klasycznych elementów dwuwymiarowych można spotkać w mechanice konstrukcji różnego rodzaju modele aproksymacyjne, jak np. półanalityczne płaskie elementy skończone bazujące na wykorzystaniu analogii prętowych, a opisujące stan deformacji w przestrzeni całych płyt ściennych i stropowych. Zastosowanie do ich budowy analogii prętowej umożliwia połączenie różnego rodzaju elementów i budowę modelu całej konstrukcji budynku. Elementy te pokazano na rysunku 5, szerzej natomiast zostały opisane w pracach [2], [3].



Rys. 5. Stan tarczowy i płytowy elementów konstrukcji

Pole przemieszczeń dla stanu tarczowego przyjęto wg założeń teorii Timoshenki z dodatkowym uwzględnieniem ściskania poprzecznego i skręcania.

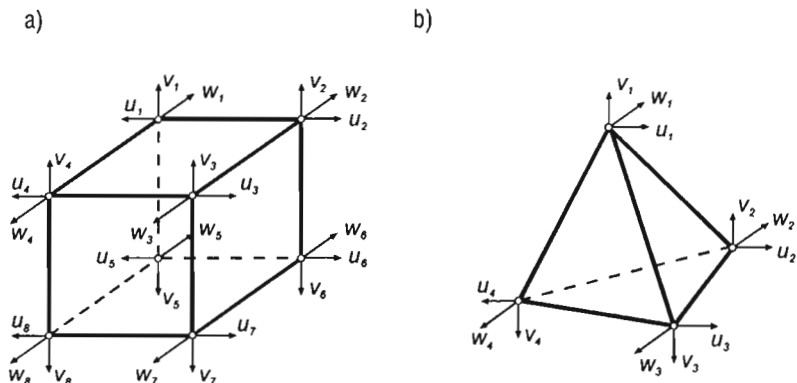
$$\mathbf{q} = \begin{Bmatrix} w \\ u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w^o \\ u \\ v^o \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} x\varphi \\ 0 \\ x\psi \end{Bmatrix} \quad (2)$$

gdzie  $\psi$  - kąt skręcania przekroju

Dla stanu płytowego założono układ belek wg rysunku 5b.

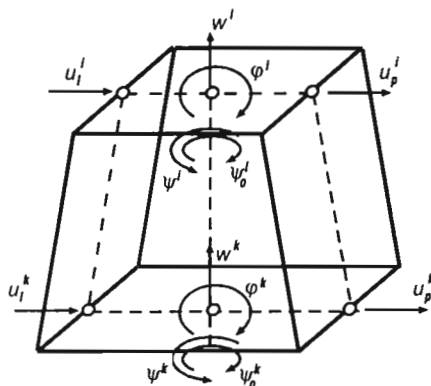
### 2.3. Elementy trójwymiarowe

Masywne konstrukcje przestrzenne o dowolnym kształcie możemy podzielić na trójwymiarowe elementy czworościenne lub sześciennie. Po uwzględnieniu składowych pola przemieszczeń w węzle występują trzy parametry geometryczne w postaci przemieszczeń i odpowiadających im sił, co zostało pokazane na rys. 6.



Rys. 6. Schematy elementów trójwymiarowych: a) sześcienny, b) czworościenny

Aproksymacje półanalityczną pokazano na rysunku 7.



Rys. 7. Półanalityczny trójwymiarowy element skończony

Pole przemieszczeń przyjęto tutaj w następującej postaci.

$$\mathbf{q}_g = \begin{Bmatrix} \mathbf{w} \\ \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w}^0 \\ \mathbf{u} \\ 0 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} x\varphi_g \\ 0 \\ x\psi_g \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ x\psi_g^0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

gdzie  $\psi_g^0$  – zmniejszenie skręcenia przekroju w wyniku oddziaływań bocznych, np. otaczającego gruntu.

## 2.4. Elementy przejściowe

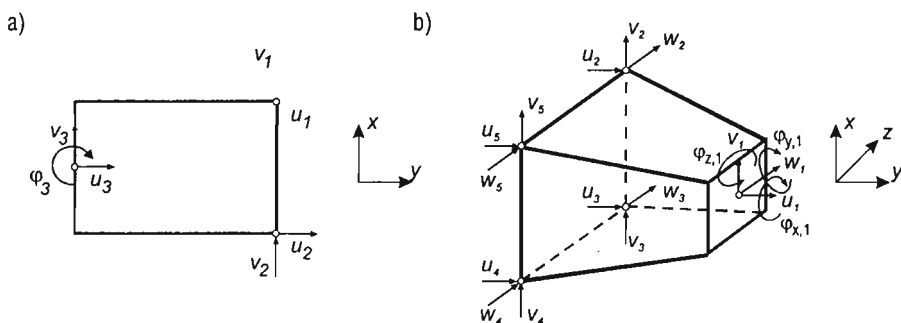
Pewną trudność w budowaniu modelu obliczeniowego konstrukcji stanowi połączenie różnych typów elementów pracujących w odmiennych stanach naprężeń i odkształceń. Jednym ze sposobów rozwiązania takiego problemu zaproponowali m.in. G. Rakowski [6], [7], H.S. Kim [2]. Posłużyli się elementami przejściowymi.

Jednym z nich jest element typu rama-tarcza, pokazany na rys. 8a. Przyjmuje się, że stan odkształceń i naprężeń w elemencie przejściowym jest taki jak w tarczy. Funkcje kształtu we współrzędnych naturalnych dla węzłów tarczowych mają postać

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta), \quad N_2 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \quad (4)$$

natomiast dla węzła ramowego

$$N_3 = \frac{1}{2}(1 - \xi) \quad (5)$$



**Rys. 8.** Schematy elementów przejściowych: a) płaski typu rama-tarcza, b) przestrzenny typu rama-bryła

Inny element to element typu rama-bryła, pokazany na rys. 8b, o czterech węzłach trójwymiarowych i jednym węzle typowym dla ramy przestrzennej. Dla tego elementu funkcje kształtu, we współrzędnych naturalnych dla węzłów trójwymiarowych, mają postać

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(1-\zeta) \\
 N_2 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(1-\zeta) \\
 N_3 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(1+\zeta) \\
 N_4 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(1+\zeta)
 \end{aligned} \tag{6}$$

natomiast dla węzła ramowego

$$N_5 = \frac{1}{2}(1+\xi) \tag{7}$$

Pole przemieszczeń elementu ma postać

$$u = \sum_{i=1}^4 N^i(\xi, \eta, \zeta) u_i + N^5(\xi) \left[ u_5 + \frac{\eta}{2} d_\eta^5 (\varphi_5 \times V_\eta) + \frac{\zeta}{2} d_\zeta^5 (\varphi_5 \times V_\zeta) \right] \tag{8}$$

gdzie:  $u$  – składowe pola przemieszczeń w obszarze elementu,  
 $u_i$  – przemieszczenia  $i$ -tego węzła,  
 $\varphi_5$  – wektor obrotu węzła ramowego,  
 $\xi, \eta, \zeta$  – współrzędne uogólnione.

Przy założeniu, że stan odkształceń w elemencie przejściowym jest taki sam jak w kontinuum trójwymiarowym, macierz odkształceń jest następująca

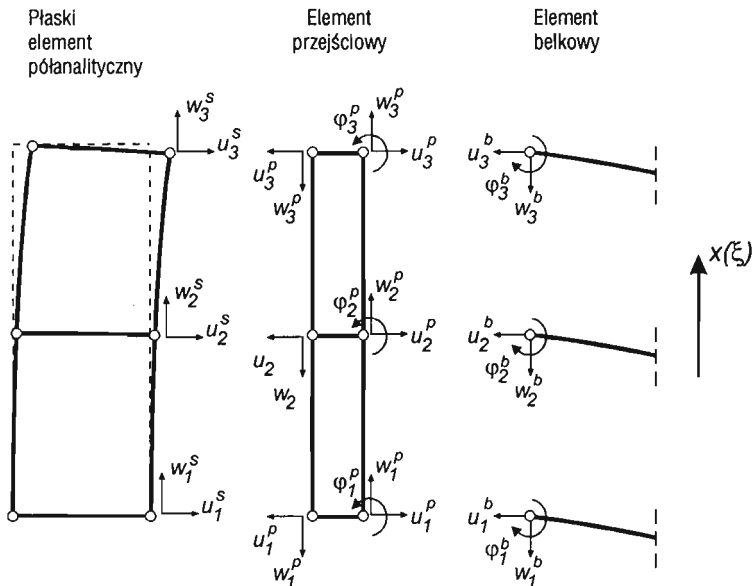
$$\varepsilon = \{ \varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy} \} \tag{9}$$

Naprężenia w elemencie przejściowym przyjmuje się również jak w kontinuum trójwymiarowym, czyli

$$\sigma = \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy} \} = \mathbf{D} \mathbf{e}, \tag{10}$$

gdzie:  $\mathbf{D}$  – macierz sztywności materiału

Połączenie elementów belkowych z płaskimi elementami półanalitycznymi pokazano na rys. 9



Rys. 9. Połączenie elementów belkowych i płaskich elementów półanalitycznych.

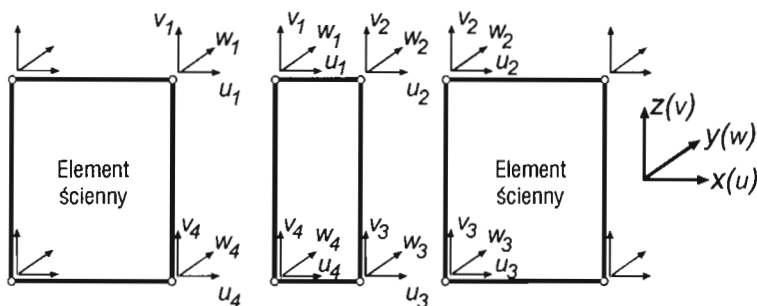
Zastosowano w tym wypadku równoległy element przejściowy [6] analogiczny do elementu belkowego. Macierz parametrów geometrycznych elementu przejściowego związana jest z parametrami elementu belkowego i płaskiego.

$$\mathbf{q}_i^p = \{u_i^p, w_i^p, \varphi_i^p\} = \left\{ \frac{1}{2}(u_i^s + u_i^b), \frac{1}{2}(w_i^s + w_i^b), \varphi_i^b \right\}, \quad (11)$$

Jeśli przyjąć sformułowanie izoparametryczne elementu, funkcje kształtu mają postać

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{2}\xi(1-\xi) \\ N_2 &= (1-\xi^2) \\ N_3 &= \frac{1}{2}\xi(1+\xi) \end{aligned} \quad (12)$$

Połączenie płaskich elementów półanalitycznych między sobą, za pomocą ciągłego złącza płaskiego, pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Płaski element złącza ciągłego między płaskimi elementami półanalitycznymi

Pole przemieszczeń w złączu jest następujące.

$$\mathbf{q}^z = \begin{Bmatrix} \mathbf{w} \\ \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w}^0 \\ \mathbf{u} \\ 0 \end{Bmatrix} \pm \begin{Bmatrix} x\varphi^z \\ 0 \\ x\psi^z \end{Bmatrix} \quad (13)$$

gdzie  $\varphi^z$ ,  $\psi^z$  – kąty obrotu i skręcania przekroju złącza

### 3. Podsumowanie

Dysponując klasycznymi elementami skończonymi możemy zbudować pełny model konstrukcji budynku w schemacie trójwymiarowym (MES). Takie rozwiązanie wymaga bardzo dużych układów równań, które z powodu dużej liczby niewiadomych, gromadzenia niezwykle obszernych plików danych oraz przybliżonego charakteru procedur obliczeniowych czynią zadanie nieekonomicznym lub wręcz niemożliwym do realizacji. Występuje tu zależność odwrotnie proporcjonalna pomiędzy dokładnością opisu a liczbą niewiadomych. Widać to dokładnie w dyskretnych modelach obliczeniowych, gdzie liczba elementów, węzłów i niewiadomych zależy od gęstości siatki dyskretyzacyjnej. Gęstość dyskretyzacji wpływa bezpośrednio na dokładność obliczeń, jednak zwiększa liczbę wyników, niewiadomych i rozmiar zadania obliczeniowego.

W praktyce realne modelowanie konstrukcji budynków wymaga specjalnych zabiegów zmniejszenia niewiadomych, np. zastosowania elementów półanalitycznych lub superelementów, przy zachowaniu dopuszczalnej w budownictwie dokładności.



#### 4. Literatura

- [1] Borowiec Z.: „Obliczanie sił przywęzłowych w elementach krępej ramy przestrzennej”. Archives of Civil Engineering, I, 1972.
- [2] Kim H.S.: „Formulation of transition elements for the analysis of coupled wall structures”. Computer & Structures, Vol. 57, 1995.
- [3] Miedziałowski Cz.: „Dyskretny model złożonych konstrukcji ścianowych budynków uwzględniający współpracę podłoża gruntowego”. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Rozprawy naukowe nr 24, Białystok 1994,
- [4] Miedziałowski Cz.: „Three-dimensional modelling of wall structures”. Archives of Civil Engineering, XLI, 2, 1995,
- [5] Miedziałowski Cz., Chyży T., Leonczuk A.: „Aproksymacja stanów płytyowych za pomocą układów belkowych w analizie trójwymiarowych konstrukcji budynków”, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo nr 22, 2002r.
- [6] Rakowski G.: „Metoda elementów skończonych. Wybrane problemy”. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1996r.
- [7] Rakowski G.: „Nowy element przejściowy rama-tarcza”. XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PziTB, Wrocław-Krynica 2000, T. I. Teoria Konstrukcji,
- [8] Praca zbiorowa: „Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego” T.I-II. Arkady, Warszawa 1984

### APPROXIMATION OF SIMPLE AND COMPLEX STATES OF STRESS IN BUILDING STRUCTURE ELEMENTS

**Summary:** In every structural system of the building we can separate many kinds of elements, while have different characteristics of static work. The classic MES elements and new semianalytical and transient elements are systematized in the paper. Taking into account presented elements the complex model of the structure can be created.

**Key words:** structure analysis, finite element method FEM

Artykuł opracowano w ramach pracy własnej W/III/9/03



Jerzy Obolewicz, Wiesław Matwiejczuk

## **ROLA KIEROWNIKA BUDOWY – UCZESTNIKA PROCESU INWESTYCYJNEGO W SFERZE ZARZĄDZANIA BEZPIECZEŃSTWEM I HIGIENĄ PRACY PO AKCESJI POLSKI DO UNII EUROPEJSKIEJ**

**Streszczenie:** Z chwilą wejścia Polski do Unii Europejskiej ulegają zmianie przepisy bezpieczeństwa i higieny pracy w budownictwie. W artykule określono rolę kierownika budowy jako tego, który zarządza bezpieczeństwem i higieną pracy procesie inwestycyjnym.

**Kluczowe słowa:** budownictwo, proces inwestycyjny, kierownik budowy, bezpieczeństwo i higiena pracy.

### **1. Wstęp**

Umiędzynarodowienie życia gospodarczego, społecznego, politycznego i kulturalnego powoduje zmianę warunków gospodarowania. Zmiany są niezbędne z powodu różnic w metodach zarządzania przyjętych w Polsce i w Unii Europejskiej.

Współczesna produkcja budowlana jest w znacznym stopniu zmechanizowana, charakteryzuje się różnorodnością stosowanych metod, równoległością prowadzonych robót, zarówno na poszczególnych obiektach, jak i w zespole obiektów. W tej sytuacji problematyka bezpieczeństwa pracy staje się przedmiotem coraz powszechniejszego zainteresowania.

### **2. Wymagania w Unii Europejskiej**

Wspólnota Europejska przyjęła określone wymagania w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy. Na placach budów wszystkich krajów członkowskich ocze-

kuje się przestrzegania zasad pracy i norm dotyczących bezpieczeństwa w zakresie wymagań dotyczących:

- zasad BHP na stanowisku pracy ( Dyrektywa nr 89/654/EC ),
- środków ochrony indywidualnej ( Dyrektywa nr 89/656/EC ),
- sprzętu roboczego i narzędzi ( Dyrektywa nr 89/655/ EC ),
- obsługi ręcznej sprzętu roboczego ( Dyrektywa nr 90/655/EC ),
- tymczasowych i ruchomych placów budowy oraz robót budowlanych ( Dyrektywa nr 92/57/EEC ).

Kraje, które wstąpiły do Unii Europejskiej, a więc także Polska, mają obowiązek dostosować przepisy swoich wszystkich uczestników budowlanego procesu inwestycyjnego do wymagań Wspólnoty. Jednym z takich działań dostosowawczych jest ustawa Prawo budowlane [2], która określa role i zadania uczestników budowlanego procesu inwestycyjnego.

### **3. Proces inwestycyjny w budownictwie**

Inwestycje budowlane są to nakłady, których celem jest wytworzenie nowych lub modernizacja istniejących zasobów trwałych. Mogą one dotyczyć budowy, rozbudowy lub przebudowy obiektów budowlanych. Do inwestycji można również zaliczyć zakupy maszyn i urządzeń, narzędzi i przyrządów niezbędnych do prowadzenia robót budowlanych.

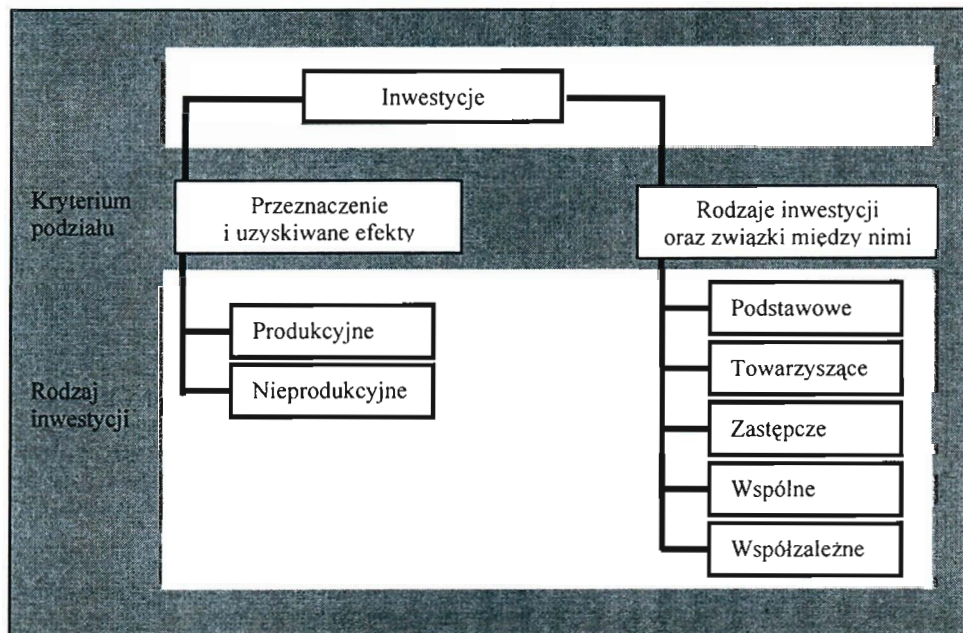
Na zakres rzeczowy przedsięwzięcia inwestycyjnego, w zależności od jego charakteru i rozmiarów, może składać się jedno lub więcej zadań inwestycyjnych. W budownictwie dominują inwestycje o długim cyklu realizacji i stąd bardzo często w toku wykonywania całego przedsięwzięcia są wyodrębnione jego części, zadania, które mogą być sukcesywnie oddawane do eksploatacji. Inwestycje można różnie dzielić i klasyfikować. Przedstawiają to tab.1 oraz schemat na rys.1.

Tabela 1

Klasyfikacja i charakterystyka inwestycji

| lp. | Kryterium podziału                | Rodzaj inwestycji | Charakterystyka inwestycji                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|-----|-----------------------------------|-------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1   | Przeznaczenie i uzyskiwane efekty | Produkcyjne       | Zakłady produkcyjne, obiekty budowlane                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
|     |                                   | Nieprodukcyjne    | Obiekty użyteczności publicznej np. szkoły, szpitale, budynki mieszkalne.                                                                                                                                                                                                                                                       |
| 2   | Związki między inwestycjami       | Podstawowe        | Są związane bezpośrednio z realizacją celu głównego, np. budową nowego zakładu przemysłowego, czy rozbudową istniejącego.                                                                                                                                                                                                       |
|     |                                   | Towarzyszące      | Mają związek przede wszystkim z lokalizacją obiektu podstawowego. Są to inwestycje związane z zaopatrzeniem zakładu w energię elektryczną, gaz itp. a także dotyczące układu komunikacyjnego (drogi, bocznice kolejowe, itp.). Mogą one dotyczyć także budowy mieszkań i obiektów socjalno-bytowych dla przyszłych pracowników. |
|     |                                   | Zastępcze         | Zalicza się do nich przede wszystkim wznoszenie mieszkań zastępczych dla ludności przenoszonej z terenu zajmowanego przez budowę.                                                                                                                                                                                               |
|     |                                   | Wspólne           | Są realizowane przez kilku inwestorów jako jeden wspólny obiekt lub urządzenie zastępujące szereg indywidualnych inwestycji. Może to być budowa wspólnej kotłowni, oczyszczalni ścieków czy ujęcia wody.                                                                                                                        |
|     |                                   | Współzależne      | Są realizowane u kooperantów lub odbiorców danej produkcji. Może to być np. budowa zakładu, w którym wyrabia się podzespoły niezbędne do produkcji zasadniczej.                                                                                                                                                                 |

Źródło: opracowanie własne na podstawie [1].



Rys. 1. Rodzaje Inwestycji budowlanych wg omówienia w tab.1

Źródło: opracowanie własne

Wyróżnia się cztery grupy uczestników procesu inwestycyjnego:

- 1) inwestor,
- 2) jednostki projektowe,
- 3) jednostki wykonawcze ( przedsiębiorstwa, firmy, indywidualni wykonawcy),
- 4) jednostki dostawcze ( dostawcy ).

W każdej z ww. grup można zauważyć różne formy organizacyjne działalności, co zależy od wielkości i stopnia złożoności inwestycji oraz od realnych możliwości poszczególnych uczestników procesu. Szczegółową ich charakterystykę przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2

## Charakterystyka uczestników procesu inwestycyjnego

| Lp. | Nazwa uczestnika     | Charakterystyka uczestnika procesu inwestycyjnego                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|-----|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1   | Inwestor             | <p>Terminem inwestor określa się jednostkę organizacyjną dysponującą środkami finansowymi na realizację inwestycji i zainteresowaną jej realizacją. Wyróżnia się :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <i>inwestora bezpośredniego</i>: jednostka prowadząca bezpośrednią działalność inwestycyjną;</li> <li>- <i>inwestora zastępczego</i>: jednostka, która zastępuje inwestora, który z różnych powodów nie jest w stanie prowadzić bezpośredniej działalności inwestycyjnej;</li> <li>- <i>inwestora naczelnego</i>: jednostka nadzorująca działalność bezpośrednich jednostek inwestycyjnych;</li> <li>- <i>inwestora naczelnego</i>: jednostka centralna nadzorująca działalność jednostek inwestycyjnych.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
| 2   | Jednostki projektowe | <p>Mogą występować w różnych formach organizacyjnych, np. jako biura projektowe lub samodzielne pracownie projektowe. Mogą one być specjalistyczne lub wielobranżowe. W czasie realizacji inwestycji projektanci pełnią na budowie nadzór autorski. Biura projektowe mogą również koordynować dostawy, rozruch maszyn itp.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| 3   | Jednostki wykonawcze | <p>Są to przedsiębiorstwa budowlano-montażowe, instalacyjne, specjalistyczne, które na podstawie opracowanej przez jednostki projektowe dokumentacji wykonują prace.</p> <p>Najczęściej w procesie realizacji inwestycji bierze udział kilka lub kilkanaście przedsiębiorstw. Konieczna jest więc sprawna koordynacja ich działalności na placu budowy. Wśród jednostek wykonawczych można wyróżnić:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <i>generalnego realizatora inwestycji</i>: jest to jednostka wykonawcza, która przejęła część obowiązków inwestora. Dotyczy to np. uzyskania pozwolenia na budowę, dostarczenia wyposażenia technologicznego czy uzyskania pozwolenia na użytkowanie inwestycji.</li> <li>2. <i>generalnego wykonawcę</i> : zazwyczaj są nim przedsiębiorstwa prowadzące największą część robót.</li> <li>3. <i>podwykonawców</i>: są nimi pozostałe przedsiębiorstwa współpracujące z generalnym wykonawcą na placu budowy.</li> <li>4. <i>wykonawcę częściowego</i>: jest to jednostka wykonawcza częściowo związana stosunkami umownymi z wykonawcami robót.</li> </ol> |
| 4   | Dostawcy             | <p>Są to przedsiębiorstwa zaopatrujące budowę w maszyny, sprzęt, materiały, elementy i wyroby budowlane.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [1,7]

W ustawie Prawo budowlane [2] wyróżnia się następujących uczestników procesu budowlanego. Są to:

- inwestor,
- inspektor nadzoru inwestorskiego,

- projektant,
- kierownik budowy lub kierownik robót.

Znajomość zakresu kompetencji i obowiązków poszczególnych uczestników procesu inwestycyjnego oraz ich wzajemnych relacji ułatwia zarządzanie całym procesem inwestycyjno-budowlanym.

Inspektora nadzoru inwestorskiego na budowie może powoływać inwestor. Także inwestor może zobowiązać projektanta do sprawowania nadzoru autorskiego. Powoływanie inspektora nadzoru inwestorskiego na budowie jest prawem, a nie obowiązkiem inwestora. Inspektor nadzoru inwestorskiego ma zapewnić, w imieniu i na rzecz inwestora, prawidłowy przebieg budowy.

Inspektor nadzoru inwestorskiego oraz kierownik budowy lub robót powinien mieć odpowiednie uprawnienia budowlane do kierowania robotami. Projektant powinien mieć odpowiednie uprawnienia budowlane do projektowania. Obecnie powinni oni być członkami odpowiedniego stowarzyszenia branżowego.

#### **4. Kierownik budowy i jego rola w zarządzaniu bezpieczeństwem pracy**

Obowiązek koordynowania spraw bezpieczeństwa na budowie spoczywa na kierowniku budowy. Do niedawna kwestia koordynowania działań w celu zapewnienia bezpieczeństwa pracy na budowie nie była w szczególności sposobem regulowana prawem.

Z zapisu art. 208 § 1 Kodeksu pracy wynikał obowiązek ustanowienia takiego koordynatora. Dotyczy to wszystkich pracodawców. Zapis stanowił, że w razie wykonywania w tym samym miejscu prac przez pracowników różnych pracodawców, pracodawcy mają wyznaczyć koordynatora sprawującego nadzór nad bezpieczeństwem i higieną pracy wszystkich pracowników zatrudnionych w tym samym miejscu.

Brak rozporządzenia wykonawczego do Kodeksu pracy, regulującego zasady powoływania i działania koordynatorów powodował, że w praktyce przepis ten nie był respektowany. Z chwilą znowelizowania Prawa budowlanego i wydania rozporządzeń wykonawczych do tej ustawy podejście do problemu koordynowania działań w zakresie bhp na placu budowy uległo zmianie. Zmiany te były stymulowane potrzebą dostosowania prawa polskiego do standardów europejskich, a ich kierunek wyznaczała dla budownictwa dyrektywa nr 92/57/EWG z dn. 24.06.1992 r. w sprawie wdrożenia minimalnych wymagań bezpieczeństwa i ochrony zdrowia na



tymczasowych i ruchomych budowach. Dzięki przeniesieniu tej dyrektywy do Prawa budowlanego znalazło się w nim wiele uregulowań prawnych dotyczących problematyki bezpieczeństwa pracy. Według tych uregulowań kierownik budowy jest odpowiedzialny za koordynowanie spraw bezpieczeństwa na budowie.

Do podstawowych obowiązków kierownika budowy (art.22 pkt.3) należy zorganizowanie pracy i kierowanie budową obiektu budowlanego w sposób zgodny z projektem, pozwoleniem na budowę, przepisami techniczno-budowlanymi oraz przepisami bezpieczeństwa i higieny pracy. Ponadto kierownik budowy powinien:

1. koordynować realizację zadań zapobiegających zagrożeniom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia :
  - a. przy opracowywaniu technicznych lub organizacyjnych założeń planowanych robót budowlanych lub ich poszczególnych etapów, które mają być prowadzone kolejno lub jednocześnie;
  - b. przy planowaniu czasu wymaganego do zakończenia robót budowlanych lub ich poszczególnych etapów ( art. 22, pkt.3a);
2. sporządzić lub zapewnić sporządzenie, jeszcze przed rozpoczęciem budowy, planu bezpieczeństwa i i ochrony zdrowia ( plan BIOZ ). Plan ten powinien być opracowany na podstawie informacji projektanta i uwzględniać specyfikę obiektu budowlanego oraz warunki prowadzenia robót.
3. koordynować działania zapewniające przestrzeganie podczas wykonywania robót budowlanych zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia zawartych w przepisach (art.21a ust.3) oraz w planie BIOZ [3].

Kierownik budowy, ze względu na bardzo szeroki zakres obowiązków i odpowiedzialności, może żądać od wykonawców robót dokumentów stwierdzających, że zatrudnieni pracownicy dysponują środkami ochrony indywidualnej, posiadają odpowiednie przygotowanie zawodowe do wykonywania robót oraz odbyli szkolenia w zakresie bhp. Dotyczy to również maszyn i urządzeń technicznych eksploatowanych na placu budowy, w tym uprawnień do ich obsługi. Kierownik budowy odpowiada jednocześnie za następujące sprawy:

- techniczną prawidłowość wykonywania robót,
- koordynowanie realizacji zadań zapobiegających zagrożeniom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia;
- działania zapewniające przestrzeganie zasad bhp podczas wykonywania robót i określonych w planie BIOZ. [5].

## 5. Podsumowanie

Znaczące zmechanizowanie procesów, różnorodność stosowanych metod realizacji, równoległe prowadzenie robót, w jakich działa kierownik budowy, stwarzają bardzo poważne zagrożenia dla ciągłości zachowania bezpieczeństwa i higieny pracy pracowników wykonujących prace na budowie. Czynniki te wymagają od kierownictwa budowy bieżącej znajomości tworzenia bezpiecznych warunków pracy oraz ich dostosowania do wymogów obowiązujących w Unii Europejskiej.

## Literatura

1. Praca zbiorowa pod redakcją Panasa J. : Poradnik majstra budowlanego, Arkady, Warszawa, 2003
2. Ustawa Prawo budowlane – stan prawny na 20.10.2003r.
3. Obolewicz J. : Bezpieczeństwo pracy w budownictwie, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej – Budownictwo nr 23, Białystok, 2003
4. Obolewicz J.: Etos bezpiecznego budowniczego, Przegląd Budowlany, styczeń 2004
5. Obolewicz J.: Plan BIOZ, Materiały konferencyjne FORUM BEZPIECZEŃSTWA, Politechnika Białostocka, Białystok, 2003
6. Wieczorek Z. : Bezpieczeństwo pracy – roboty budowlane i rozbiórkowe, Wydawnictwo Państwowej Inspekcji Pracy, Warszawa, 2003
7. Misiak W. Poradnik inwestora budowlanego, Polskie Centrum Budownictwa, Warszawa, 1997.

## THE PART OF SITE MANAGER-PARTICIPANT OF INVESTMENT PROCESS IN MANAGING OF WORK SAFETY AND HYGIENE

**Summary:** Poland entering the structures of European Union has to change work safety and hygiene regulations respectively. The author qualifies site manager as participant of investment process in managing of work safety and hygiene.

**Main words:** building trade, investment process, site manager, work safety and hygiene.

Ewa Ołdakowska, Edyta Pawluczuk

## WIEDZA I KAPITAŁ LUDZKI W PRZEDSIĘBIORSTWIE BUDOWLANYM

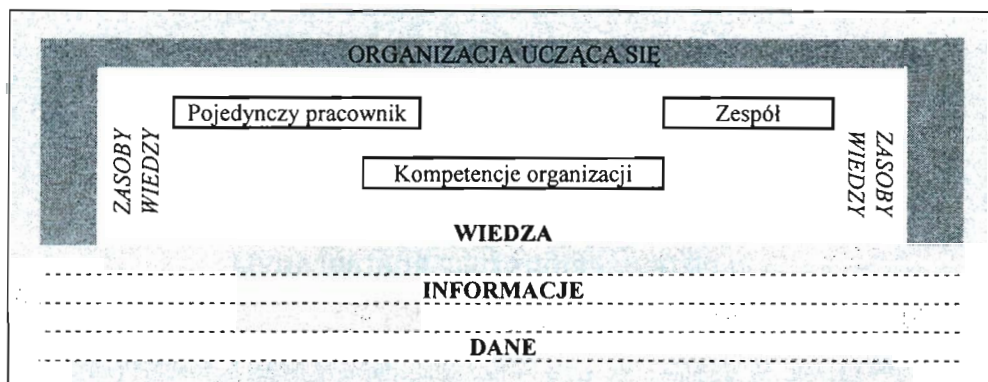
**Streszczenie:** W artykule mówi się o wiedzy jako jednym ze źródeł budowania przewagi konkurencyjnej współczesnego przedsiębiorstwa budowlanego. Pokazano kluczowe procesy zarządzania wiedzą. Zaprezentowano przedsiębiorstwo jako organizację uczącą się. Przeanalizowano problemy związane z pomiarem wiedzy.

**Słowa kluczowe:** wiedza, nauka, kompetencje, organizacja

### 1. Wiedza „surowcem” przyszłości

W warunkach współczesnej, dynamicznej gospodarki oraz globalizacji i liberalizacji rynków kapitał ludzki jest jednym z najwyżej cenionych zasobów każdej firmy. Szybkość przepływu informacji i wymiana doświadczeń w obrębie firmy, a także swobodny dostęp do szerokich zasobów otoczenia zewnętrznego, pozwalający tworzyć właściwe wartości, decyduje dzisiaj o konkurencyjności przedsiębiorstwa na rynku. Zintegrowane podejście do zasobów intelektualnych w firmie zakłada budowanie wewnętrznych systemów zarządzania wiedzą. By właściwie rozwinąć ten temat, należy usystematyzować podstawowe pojęcia. Bardzo dobrze ilustruje to poniższy rysunek.

Utożsamianie pojęć „dane”, „informacja”, „wiedza” wywołuje wiele nieporozumień. Patrząc i przechodząc na kolejne poziomy przedstawionego schematu widzimy, że pojedyncze *znaki*, zestawione zgodnie z pewnymi regułami tworzą dane. Dane, zinterpretowane w odpowiednim kontekście dostarczają informacji. Natomiast informacje mogą być wykorzystywane w pewnym obszarze działalności, zyskując miano wiedzy.



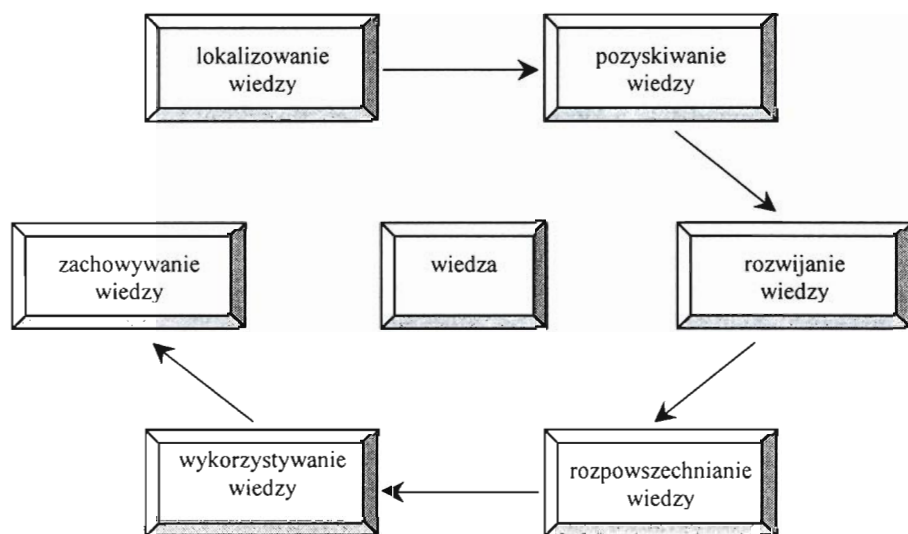
Rys. 1. Struktura zasobów wiedzy w organizacji

Znajomość tych różnic oraz świadomość zależności występujących między nimi, także czasowych (przemiana danych w informacje, a potem w wiedzę jest procesem wymagającym czasu), pozwala oglądać sytuację całościowo.

Zarządzanie wiedzą rozumiane jako ogół procesów umożliwiających tworzenie, upowszechnianie i wykorzystywanie dostępnej wiedzy i kompetencji do realizacji określonych celów, powinno skupiać się zarówno na wiedzy ogólnej, jak i na jej elementach składowych. Dlatego też najważniejszym podejściem jest podejście obejmujące wszystkie poziomy, wiedzę indywidualną i zbiorową pracownika.

## 2. Budowanie kompetencji firmy

Od dawna przewidywano nadejście czasów społeczeństwa informacyjnego i wypieranie tradycyjnej gospodarki przez gospodarkę wiedzy. Jest ona bowiem specyficznym rodzajem zasobów – w przeciwieństwie do wszystkich innych przybiera jej w miarę używania. Przedsiębiorstwa uczą się i zaczynają w sposób świadomy i celowy zarządzać swoją wiedzą jako źródłem przewagi konkurencyjnej (takie podejście wymaga skupienia uwagi kierownictwa jedynie na kilku wybranych, najistotniejszych obszarach działalności i zdecydowania, które aktywa intelektualne są ważne dla sukcesu firmy; ilość i tempo powiększania się zasobów wiedzy jest dzisiaj tak ogromne, że wąska specjalizacja jest nieunikniona). We współczesnym przedsiębiorstwie budowlanym wykorzystywanie zasobów wiedzy będących w jego posiadaniu i tworzenie na tej podstawie kompetencji firmy odbywa się według następującego schematu:



Rys. 2. Kluczowe procesy zarządzania wiedzą

Wiedza powstająca w umysłach ludzi ma postać wiedzy ukrytej, nieusystematyzowanej i podlega artykulacji, czyli wyrażaniu i zapisywaniu w różnorodnych formach łatwych do weryfikacji i rozpowszechniania. Ten proces transformacji możemy podzielić na sześć podstawowych elementów:

- (a) Lokalizowanie wiedzy- nie można wiedzieć wszystkiego. Trzeba jednak wiedzieć, gdzie szukać interesujących nas informacji, do kogo zwrócić się z określonym problemem (znać nazwiska ekspertów pracujących na rzecz firmy, etatowych i tych luźno współpracujących), bądź też skorzystać z usług „brokerów wiedzy”, czyli osób wyszukujących informacje w zasobach internetu i coraz liczniejszych bazach danych.
- (b) Pozyskiwanie wiedzy. Znaczna część zasobów wiedzy każdego przedsiębiorstwa pochodzi ze źródeł zewnętrznych:
  - kontakty z klientami, dostawcami (wielu z nich ma wiedzę popartą wieloletnim doświadczeniem), udziałowcami firmy, przedstawicielami środków masowego przekazu i osobami kształtującymi opinię publiczną,
  - zakup wiedzy ekspertów zewnętrznych, naukowców oraz wiedzy innych przedsiębiorstw,

- zakup narzędzi do obsługi zasobów wiedzy, czyli oprogramowania, systemów logistycznych i innych wysoko rozwiniętych technologicznie produktów.
- (c) Rozwijanie wiedzy – zdobywanie umiejętności, projektowanie nowych produktów, korzystniejszych rozwiązań, promowanie innowacji oraz usprawnianie procesów. Obejmuje wszystkie świadome działania zmierzające do pozyskania brakujących kompetencji lub do stworzenia całkiem nowych, nieistniejących w firmie, ani poza nią.
- (d) Dzielenie się wiedzą i rozpowszechnianie jej – jest możliwe i ma sens, gdy podlega pewnym naturalnym ograniczeniom, wynikającym z obawy przed utratą przewagi i prestiżu (zdarza się, że cenne informacje są wyłączną własnością tylko pewnych osób). W zależności od rodzaju wiedzy i typu przedsiębiorstwa wiedza może być rozpowszechniana przez centralę (powielanie wiedzy) lub przekazywana pomiędzy poszczególnymi jednostkami (wykorzystanie sieci informacyjnych). Z technicznego punktu widzenia, poza tradycyjnymi sposobami komunikacji, niespotykane możliwości rozwojowe niesie dynamiczny rozwój sieci informatycznych o zasięgu ogólnosiwiatowym oraz ciągłe doskonalenie parametrów użytkowych sprzętu komputerowego.
- (e) Wykorzystywanie wiedzy – wiedza, która nie znajduje zastosowania w praktyce jest w istocie bezużyteczna. Niestety, pomyślny przebieg etapów lokalizowania i udostępniania wiedzy, nawet gdy dotyczy wiedzy o istotnym znaczeniu, nie gwarantuje jej wykorzystania w przedsiębiorstwie. Często przyczyną tego stanu rzeczy jest niedostosowanie do oczekiwań użytkowników bądź też pewne bariery natury psychologicznej, wynikające albo z przecenienia własnej wartości, albo z obawy o utratę pozycji. Wykorzystywane są tylko te składniki wiedzy, których przyswojenie pozwoli uzyskać korzyści.
- (f) Zachowanie wiedzy, czyli jak nie stracić tego, co już mamy?  
Często się zdarza, że zgromadzona wiedza ginie w trakcie procesu restrukturyzacji. Aby zachować wybrane informacje, dokumenty czy doświadczenia, należy uruchomić odpowiednie procesy zarządzania. Najważniejsze to:
  - selekcja (wybór odpowiednich osób, zdarzeń),
  - przechowywanie we właściwej formie wyselekcjonowanej wiedzy,
  - aktualizowanie danych, które mogą być przydatne w przyszłości.

Bez tych podstawowych działań narażamy firmę na utratę cennych zasobów. Równie istotna jest strona techniczna, czyli właściwe wykorzystanie różnych nośników danych i urządzeń służących do rejestrowania informacji.

Przewagę konkurencyjną uzyskać możemy zwracając szczególną uwagę na kompetencje technologiczne – kluczowe - wytwarzając na ich bazie kluczowe pro-



Kadra kierownicza zainteresowana jest głównie procesami uczenia się możliwymi do kontrolowania. Podstawowa różnica między zarządzaniem wiedzą a uczeniem się organizacji polega na tym, że ten pierwszy proces jest procesem kontrolowanym i prowadzonym w określonym kierunku, podczas gdy proces uczenia się następuje samoistnie, niezależnie od działań kierownictwa.

Zarządzanie wiedzą to zintegrowany zestaw działań, którego celem jest odpowiednie kształtowanie zasobów wiedzy i to przede wszystkim tych najbardziej użytecznych dla przedsiębiorstwa. Zdobywanie wiedzy nie jest, bowiem tym samym, co poznawanie leżące w naturze człowieka i nie musi spełniać wymogu użyteczności.

#### **4. Dylematy związane z pomiarem wiedzy**

Pomiar wiedzy powinien stanowić punkt wyjścia do „rachunkowości wiedzy”, dzięki której dążenie do celów przebiega zgodnie z wizją i strategią firmy. Jak zmierzyć wiedzę? Wydaje się to prawie niewykonalne, ponieważ wartość wiedzy jest różna w różnych okolicznościach.

Problemy związane z pomiarem wiedzy:

- (a) trudność wyceny niektórych zasobów wiedzy:
  - kluczowa wiedza decydująca o pozycji konkurencyjnej przedsiębiorstwa jest trudna do opisania, a tym samym nie jest możliwe oszacowanie jej wartości,
  - brak systemów monitorowania i obserwacji skali zmian zachodzących w podstawowych procesach zarządzania wiedzą,
  - wiedza w księgowości jako element aktywów – pozostaje zwykle zasobem ukrytym,
- (b) nieodpowiedni przedmiot pomiarów:
  - ocena możliwości i umiejętności tylko jednostek,
  - pomiar nakładów poniesionych na rozwój wiedzy, a nie ocena wyników,
  - brak określenia przełożenia zmian w zasobach wiedzy na sytuację finansową przedsiębiorstwa,
- (c) nieodpowiednie miary:
  - pomiary wiedzy odpowiadające specyfice przedsiębiorstwa ( uniemożliwia to porównanie wyników z wynikami firm konkurencyjnych),
  - miary ilościowe a nie jakościowe.



## **Literatura**

- [1] Porter M. E. „Strategia konkurencji. Metody analizy sektorów i konkurentów”, PWE, Warszawa, 1998.
- [2] Probst G., Raub S., Romhardt K. „Zarządzanie wiedzą w organizacji”, Oficyna Ekonomiczna, Kraków 2002.
- [3] Szlendak J.K., Obolewicz J. „Podstawy organizacji, zarządzania i pracy kierowniczej”, Wszechnica Mazurska, Olecko, 2002.
- [4] Matwiejczuk W, Ołdakowska E. „Zasoby intelektualne współczesnego przedsiębiorstwa budowlanego”, V Ogólnopolskie Seminarium Naukowe, Karpacz, 2003.

## **KNOWLEDGE AND HUMAN CAPITAL IN BUILDING COMPANY**

**Summary:** In the paper is presented knowledge as one of source constructed of advantages competition modern building companies. The knowledge was showed the basic processes of management. Enterprise was presented as learner organization. The problems were analysed connected with measurement of knowledge

**Main words:** knowledge, science, competencies, organization

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej /S/IIB/4/02.



Zygmunt Orłowski, Aleksander Rubachow

## ZARZĄDZANIE RYZYKIEM W PRZEDSIĘBIORSTWACH WYKONAWCZYCH

**Streszczenie:** W artykule sklasyfikowano czynniki ryzyka w przedsiębiorstwach wykonawczych. Podano metody oceny tego ryzyka oraz przedstawiono sposoby jego zmniejszania. Praca zawiera przykład liczbowy dotyczący badania ryzyka w procesie robót betonowych.

**Słowa kluczowe:** ryzyko, niepewność, zarządzanie ryzykiem, monitoring, consulting controlling.

### 1. WARUNKI DZIAŁANIA PRZEDSIĘBIORSTW Z UWZGLĘDNIENIEM STOPNIA NIEPEWNOŚCI

Ryzyko występujące podczas realizacji obiektów budowlanych, wynikające z warunków technicznych i organizacyjnych można rozpatrywać w aspekcie:

- niepowodzenia osiągnięcia celu projektu (jakości lub funkcji),
- przekroczenia projektowanego terminu realizacji projektu,
- przekroczenia budżetu kosztu projektu.

Skuteczne i efektywne kierowanie realizacją obiektu jest możliwe w warunkach dokładnej informacji o zagrożeniach związanych z jej przebiegiem. Przeciwdziałanie zagrożeniom stanowi funkcję systemu zarządzania przedsiębiorstwem wykonawczym [1, 7].

Zgodnie z klasyczną teorią podejmowania decyzji z punktu widzenia stopni niepewności można wyodrębnić trzy sytuacje [5, 6]:

- pewności (obszar danych deterministycznych),
- niepewności (nieokreśloności),
- ryzyka (obszar danych probabilistycznych).

- Pierwsza sytuacja charakteryzuje się tym, że z pewnością wiadomo, które z możliwych zdarzeń na pewno wystąpi w otoczeniu w przyszłości; wszystkie dane problemu decyzyjnego są wtedy jednowartościowymi zmiennymi losowymi. Podjęta decyzja prowadzi do oczekiwanego wyniku, określonego celu.
- Niepewność w działalności przedsiębiorstwa wynika z tego, że podejmując decyzje, nie zna się wszystkich przyszłych czynników i okoliczności, które mogą wpływać na wynik tego działania, prowadząc do strat lub korzyści większych od spodziewanych. Najczęściej niepewność wynika z nieprzewidywalności działań ludzkich lub naturalnych sił przyrody. Przykładem omawianego stanu jest sytuacja jaka może powstać w wypadku kolizji na drodze dojazdowej na budowę, w wyniku której ruch kołowy na tej trasie będzie zablokowany na kilka godzin. W zaistniałych okolicznościach zadaniem prowadzącego roboty budowlane jest poszukiwanie przedsięwzięć zaradczych, aby umożliwić realizację obiektu oraz ponieść jak najmniejsze straty. Mogą one polegać na zorganizowaniu objazdu, poszukiwaniu nowego źródła produkcji betonu towarowego lub zbudowaniu tymczasowego punktu produkcyjnego.
- Trzecia sytuacja jest nazywana sytuacją ryzyka. Słowo ryzyko pochodzi od starołoskiego *risicare*, co oznacza odważyć się. Łacińskie słowo *risicum* oznacza szansę, prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia pozytywnego lub negatywnego, sukcesu lub porażki [5]. W literaturze [4,5,6] ryzyko rozumiane jest jako prawdopodobieństwo poniesienia straty, związane z podjęciem określonej decyzji gospodarczej. Warunkiem określenia potencjalnej straty jest ustalenie prawdopodobieństwa jej wystąpienia. Przykładem omawianej sytuacji jest realizacja robót betonowych późną jesienią, w warunkach obniżonej temperatury. Podczas wystąpienia mrozów wykonawca będzie zmuszony ponieść dodatkowe koszty związane z zapewnieniem odpowiednich warunków dojrzewania betonu. Mając dane statystyczne dotyczące temperatury występującej w ciągu ostatnich lat w określonym czasie i określonym regionie, można określić prawdopodobieństwo wystąpienia ujemnej temperatury i jej zakresu. Tak więc jesteśmy w stanie określić ryzyko wystąpienia ujemnej temperatury oraz ustalić wielkość związanych z tym kosztów.

## 2. ZARZĄDZANIE RYZYKIEM

Ponieważ ryzyka nie można wyeliminować z działalności przedsiębiorstw wykonawczych, należy przyjąć odpowiednie kierunki postępowania projektowania w warunkach niepewności.

W zarządzaniu przedsiębiorstwem wykonawczym powinna być prowadzona świadoma strategia ryzyka nazywana zarządzaniem ryzykiem (*risk management*), przez które rozumie się działania zmniejszające prawdopodobieństwo wystąpienia niekorzystnych zdarzeń i zmniejszenie ich negatywnych skutków [4]. W zarządzaniu ryzykiem wyszczególnia się następujące elementy [5,6,8]:

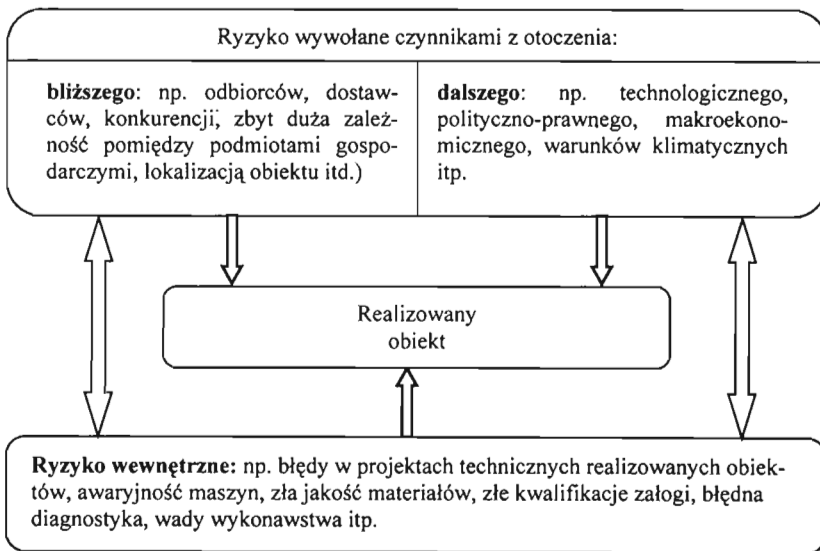
- zidentyfikowanie sytuacji grożących ryzykiem,
- określenie wielkości ryzyka,
- wyznaczenie sposobów eliminowania lub zmniejszenia ryzyka (konsulting, monitoring).

## 2.1. Identyfikacja ryzyka

Identyfikacja ryzyka polega na określeniu możliwych zagrożeń – zdarzeń, które mogą wystąpić w poszczególnych procesach jako przeszkody w realizacji zadań przedsiębiorstwa. Autor wyodrębnił trzy grupy czynników ryzyka, które mogą wystąpić podczas realizacji obiektów w konstrukcji monolitycznej:

- a) czynniki otoczenia bliższego,
- b) czynniki otoczenia dalszego,
- c) ryzyko wewnętrzne.

Zestawienie poszczególnych grup ryzyka przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Grupy ryzyka oddziaływujące na realizowany obiekt

## 2.2. Ocena ryzyka

Ocena ryzyka polega na analizie przewidywanych zagrożeń w realizacji zadań przedsiębiorstwa wykonawczego, określenia prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzeń mogących przynieść straty. Ocenę i pomiar ryzyka można ustalić w następujący sposób:

- opierając się na własnych doświadczeniach z wcześniejszych realizacji takich samych lub podobnych procesów budowlanych; przeniesienie tego rodzaju wartości z przeszłości na przyszłościowo zorientowane modele planowania nie jest jednoznacznie uzasadnione, trzeba zatem mieć przynajmniej subiektywne przekonanie, że między przeszłością a przyszłością nie nastąpi nieprzewidziana zmiana;
- na podstawie doświadczeń innych wykonawców;
- na podstawie danych statystycznych,
- na podstawie opinii ekspertów, pamiętając o tym, że opinie ekspertów nie są niczym innym jak szczegółowym przypadkiem subiektywnych ocen prawdopodobieństwa wytwarzanych przez nas wszystkich.

Przy ostatecznym określaniu wartości ryzyka wskazane jest opieranie się na różnych źródłach oszacowania prawdopodobieństwa.

Podjmując się wykonania określonego zadania w warunkach zagrożenia niepowodzeniem, wskazane jest wyrażenie podejmowanego ryzyka w postaci określonej wartości. Na przykład w rachunku kosztów i zysków za wykonanie robót betonowych w grudniu ryzyko oznacza sumę, którą przedsiębiorstwo jest gotowe stracić w razie niepowodzenia (tj. wystąpienia mrozów i konieczności zastosowania specjalnych metod prowadzenia robót betonowych w warunkach zimowych), pomnożoną przez prawdopodobieństwo ich wystąpienia.

Innym dodatkowym aspektem ryzyka, które często jest pomijane przez wiele przedsiębiorstw jest ryzyko utraty reputacji. Ryzyko to odnosi się do strat wywołanych utratą przez przedsiębiorstwo dobrego imienia, bez względu na czynniki, które ją spowodowały.

## 2.3. Sposoby eliminowania lub zmniejszenia ryzyka

Gwarancją bezpiecznego zarządzania ryzykiem jest właściwy monitoring, consulting oraz controlling ryzyka [6].

**Monitoring ryzyka** należy utożsamiać z pożądanym zakresem przekazywania informacji. Informacje te powinny dotyczyć poszczególnych procesów produkcyjnych i logistycznych. Kierownik budowy powinien znać symptomy poszczegół-

nych rodzajów niepewności i ryzyka jak np.: obniżenie wydajności pracy, pogarszająca się jakość materiałów, dane meteorologiczne o nadchodzących mrozach itp. Monitoring powinien obejmować również prace przygotowawcze.

**Consulting ryzyka** to zasięganie opinii i ocen u konsultantów, ekspertów i rzeczoznawców na temat szans i zagrożeń w realizacji obiektu. Dotyczy nie tylko identyfikacji niepewności i zagrożeń, lecz także propozycji zmian w koncepcji i założeniach a także rozwiązaniach danego projektu w celu minimalizowania ryzyka. Consulting jest niezbędny w sytuacji, gdy wykonawca ma trudności z pełnym rozpoznaniem i syntetyczną oceną ryzyka związanego z realizacją obiektu w danych warunkach np.: gruntowych, lokalizacyjnych czy klimatycznych. Należy zauważyć, że istnieją programy komputerowe wspomagające pracę ekspertów i konsultantów. Są to programy analizy statystycznej, metody symulacyjne, metody badań operacyjnych.

**Controlling ryzyka** należy utożsamiać z nadzorem nad właściwym wdrażaniem przyjętych procedur realizacji budowy, a nie z kontrolą *sensu stricto*. Obejmuje on następujące czynności:

- ciągłą weryfikację poszczególnych rodzajów ryzyka i ich wielkości,
- ocenę ewentualnych rozbieżności między założeniami projektu a rzeczywistymi wynikami.

Inną formą zabezpieczenia się kierownictwa przedsiębiorstwa przed ryzykiem jest transfer ryzyka [8]. Transfer ryzyka może odbywać się poprzez odpowiednie formułowanie kontraktów zawartych pomiędzy uczestnikami procesu inwestycyjno-budowlano oraz poprzez ubezpieczenie się przed ryzykiem w banku lub w firmie ubezpieczeniowej.

### 3. Przykład

Poniżej przedstawiono przykład zastosowania jednej z metod symulacji do badania ryzyka w robotach betonowych. Analiza dotyczy pracy zestawu maszyn, jaki stanowią mieszarki samochodowe dostarczające beton towarowy na budowę oraz pompa transportująca mieszankę w miejsce betonowanej konstrukcji, w dwóch różnych wariantach otoczenia.

*Wariant I.* Proces betonowania odbywa się w ciągu dnia w godz. 8<sup>00</sup>-12<sup>00</sup> (w warunkach dużego natężenia ruchu). Do transportu betonu zastosowano mieszarki samochodowe Jelczbet o pojemności 6m<sup>3</sup>. Dane dotyczące rozkładów czasu trwa-

nia kanału obsługi (odbioru mieszanki ze środka transportowego i pompowania mieszanki w miejsce przeznaczenia) oraz strumienia zgłoszeń samochodów używano z badań chronometrażowych.

*Wariant II.* W wariacie tym betonowanie odbywa się w godzinach popołudniowych 18<sup>00</sup>-22<sup>00</sup>, kiedy natężenie ruchu na ulicach jest zdecydowanie mniejsze. Również w tym wypadku ustalono parametry strumienia zgłoszeń środków transportowych na budowę. Pozostałe warunki przebiegu procesu betonowania są identyczne z warunkami w wariacie I.

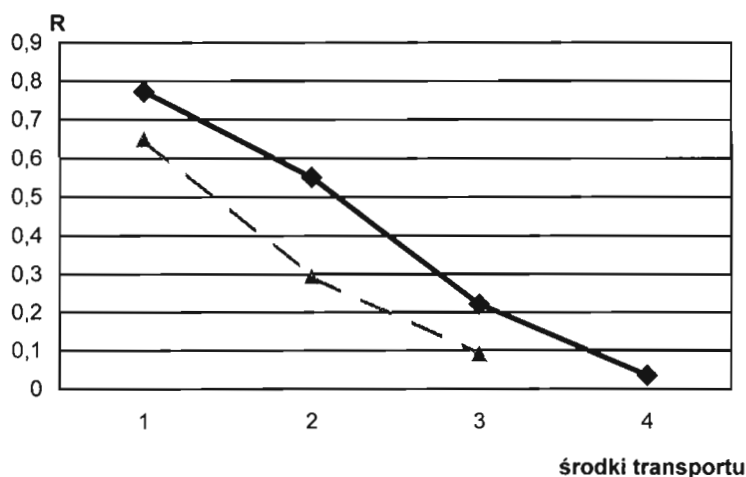
Przedstawiony problem stanowi typowe zadanie rozwiązywane za pomocą teorii kolejek [2,3]. Ustalono, że procesy te można opisać modelem  $N/N/1+n$ , który oznacza, że rozkład czasu opisujący zgłaszanie się mieszarek samochodowych do wyładunku można opisać rozkładem normalnym oraz że rozkład czasu trwania wyładunku jest także rozkładem normalnym. Parametry rozkładu czasu trwania obsługi (rozładunku mieszanki samochodowej i transportu pionowego betonu) w obu wariantach były jednakowe:  $\overline{tw} = 15 \text{ min}$ ,  $\sigma = 5 \text{ min}$ . Analiza procesu dla tak zweryfikowanych rozkładów wymaga użycia programu symulacyjnego [2,3]. Symulację procesu transportu mieszanki betonowej (dla obu wariantów otoczenia) wykonano przy pomocy komputera. Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 1. Przyjęte oznaczenia w tabeli:  $P_I^n$  - prawdopodobieństwo wykonania pracy zestawu maszyn w wariacie I przy zastosowaniu  $n$  liczby środków transportowych,  $R_I^n$  - ryzyko niewykonania pracy zestawu w wariacie I przy zastosowaniu  $n$  liczby środków transportowych,  $\overline{tz}$  - średni czas między zgłoszeniami pojazdów. Interpretację graficzną otrzymanych wyników przedstawiono na rys.2.

Tabela 1.

Wyniki analizy komputerowej rozpatrywanych wariantów realizacji procesu.

| Liczba środków transp. $n$ | Wariant I<br>$\overline{tz} = 65 \text{ min}, \sigma = 10 \text{ min}$ |         | Wariant II<br>$\overline{tz} = 42 \text{ min}, \sigma = 6 \text{ min}$ |            |
|----------------------------|------------------------------------------------------------------------|---------|------------------------------------------------------------------------|------------|
|                            | $P_I^n$                                                                | $R_I^n$ | $P_{II}^n$                                                             | $R_{II}^n$ |
| 1                          | 0,228                                                                  | 0,772   | 0,351                                                                  | 0,649      |
| 2                          | 0,449                                                                  | 0,551   | 0,706                                                                  | 0,294      |
| 3                          | 0,778                                                                  | 0,222   | 0,910                                                                  | 0,090      |
| 4                          | 0,977                                                                  | 0,023   |                                                                        |            |





Rys. 2. Zależność ryzyka od liczby użytych środków transportowych; — ryzyko w wariancie I, - - - ryzyko w wariancie II.

#### 4. Omówienie wyników

Wykonane badania i otrzymane wyniki pozwalają przeprowadzić następującą analizę:

- zmiana parametrów czynników charakteryzujących otoczenie w sposób istotny wpływa na wartości ryzyka pracy zestawu; na przykład ryzyko niewykonania pracy zestawu, w przewidzianym terminie, składającego się z dwóch mieszarek samochodowych w wariancie I wynosi  $R_I^2=0,555$ , natomiast w wariancie II (o korzystniejszych czynnikach otoczenia) ryzyko dla tego samego zestawu wynosi tylko  $R_{II}^2=0,294$ .
- przedstawione wyniki w tabeli 1. wskazują jak zmiana składu zestawu wpływa na zmianę wartości ryzyka. Zwiększenie składu zestawu maszyn (w wariancie I) z dwóch do trzech środków transportowych zmniejsza ryzyko z  $R_I^2=0,551$  do  $R_I^3=0,222$ .

Ryzyka nie należy rozważać tylko w kategoriach zagrożenia. Stawarza ono często szanse inspirujące ludzkie działania. Z tego też względu należy je rozpatrywać jako jeden z determinantów przedsiębiorczości. Zjawisko ryzyka przyczynia się do prowadzenia licznych badań w zakresie rozwiązań materiałowych, planowa-

nia i organizacji, które mogą zmniejszyć ryzyko [3]. Przykładem takich rozwiązań są mieszanki samozagęszczalne (ryzyko nie zawibrowania mieszanki, powstania „raków” jest niewielkie), domieszki do betonów, projektowanie zestawów z rezerwowaniem (szeregowo-równoległe, równoległe itp.). Z tego punktu widzenia ryzyko można uznać za źródło postępu.

Niezdolność do podejmowania ryzyka, niezależnie od źródła, dyskwalifikuje menedżera.

## Literatura

- [1] Bizon-Górecka J.: *Metodyka zarządzania ryzykiem w produkcji budowlanej*. Wydawnictwa Uczelniane Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy. Bydgoszcz, 1998.
- [2] Jaworski K. M.: *Metodologia projektowania realizacji budowy*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1999.
- [3] Jaworski K. M., Orłowski Z.: *Matematyczne metody projektowania robót ziemnych*. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok, 1985
- [4] Kotchetkov P.: *Management of risk*, „Master of Bess Administration”, 1/2001.
- [5] Nahotko S.: *Ryzyko ekonomiczne w działalności gospodarczej*. Oficyna Wydawnicza Ośrodka Postępu Organizacyjnego Sp. Z o.o. Bydgoszcz, 2001.
- [6] Ostrowska E.: *Ryzyko projektów inwestycyjnych*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa, 2002.
- [7] Steinmann H., Schreyogg G.: *Zarządzanie. Podstawy kierowania przedsiębiorstwem, koncepcje, funkcje, przykłady*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław, 2001.
- [8] Sudoł S.: *Przedsiębiorstwo: podstawy nauki o przedsiębiorstwie: teorie i praktyka zarządzania*. Towarzystwo Naukowe Organizacji i Kierownictwa "Dom Organizatora", Toruń, 2002.

## RISK MANAGEMENT IN EXECUTIVE COMPANIES

**Summary:** The article classifies risk factors in executive companies. It shows the methods of risk evaluation and procedures of risk level decreasing. The article includes numerical example of risk testing in the concrete works process.

Edyta Pawluczuk, Ewa Ołdakowska

## TENDENCJE ZMIAN W ZASOBACH PRODUKCYJNYCH PRZEDSIĘBIORSTW BUDOWLANYCH

**Streszczenie:** Zasoby rzeczowe przedsiębiorstwa są jednym z elementów potencjału konkurencyjności, którym ono dysponuje. Zasadniczym elementem zasobów rzeczowych są środki trwałe, które można podzielić na: budynki i budowle, maszyny, urządzenia techniczne i narzędzia oraz na środki transportowe. W artykule przeanalizowano tendencje zmian zachodzących w środkach trwałych przedsiębiorstw budowlanych w ciągu ostatniego dziesięciolecia. Zwrócono również uwagę na przyczyny tych zmian.

**Słowa kluczowe:** środki trwałe, nakłady inwestycyjne, stopień zużycia.

### 1. Wstęp

Podstawą osiągania przez przedsiębiorstwo przewagi nad rywalami jest potencjał konkurencyjności jakim ono dysponuje. To zasoby firmy i jej podstawowe umiejętności decydują o pozycji przedsiębiorstwa na rynku i o jego ewentualnym sukcesie. Spośród różnorodnych koncepcji i podziałów klasyfikacyjnych potencjału konkurencyjności przedsiębiorstwa wyróżnić należy ten, który wydziela trzy podstawowe grupy:

- *zasoby rzeczowe*, na które składają się aktywa fizyczne i zasoby finansowe (ujęcie bilansowe);
- *zasoby nierzeczowe*, w skład których wchodzi m. in. stosowane technologie, kultura organizacyjna, reputacja firmy;
- *zasoby ludzkie*, czyli pracownicy firmy oceniani przez pryzmat posiadanych kwalifikacji, zdolności i wiedzy wykorzystywanych na rzecz firmy.

Mocno zróżnicowane i zmieniające się w czasie jest znaczenie poszczególnych grup zasobów w podnoszeniu poziomu konkurencyjności przedsiębiorstwa.

Dostosowuje ono posiadane zasoby do warunków zewnętrznych, kształtowanych przez makrootoczenie firmy, do zachowań konkurentów i wymogów rynku oraz do strategii rozwoju przedsiębiorstwa. Takie przemiany zasobów rzeczowych zauważalne są w budownictwie na przestrzeni ostatniego dziesięciolecia, a wiążą się one ze zmianą struktury całej gospodarki.

## 2. Struktura środków trwałych

Zasadniczym elementem zasobów rzeczowych przedsiębiorstwa są *środki trwałe*. Zalicza się do nich kompletne i nadające się do użytku, w dniu przyjęcia do używania, składniki majątkowe o przewidywanym okresie używania, dłuższym niż rok, których cena nabycia lub koszt wytworzenia były wyższe od ustalonej okresowo granicznej wartości [1].

Środki trwałe można podzielić na dwie zasadnicze grupy:

- *część czynną* środków trwałych, do której zaliczamy maszyny, urządzenia techniczne i narzędzia,
- *część bierną* majątku trwałego, w skład której wchodzi budynki, budowle i obiekty infrastruktury technicznej [2].

Grupy te różnią się między sobą okresem ich użytkowania i udziałem w bezpośrednim procesie produkcyjnym.

Materiały statystyczne GUS dzielą środki trwałe w sektorze budowlanym na trzy zasadnicze grupy rodzajowe:

- budynki i budowle,
- maszyny, urządzenia techniczne i narzędzia,
- środki transportu.

Na przestrzeni ostatniego dziesięciolecia 48÷56% wartości brutto środków trwałych w budownictwie stanowiły budynki i budowle, wartość zaś maszyn i urządzeń kształtowała się na poziomie 27÷34%. Najmniejszą wartość stanowiły środki transportu, ponieważ stanowiły tylko 14÷18% wartości brutto środków trwałych w budownictwie ogółem (tabela 1).

Tabela 1

Struktura rodzajowa środków trwałych brutto w sektorze budowlanym – bieżące ceny ewidencyjne

| Rok  | Ogółem w mln zł | Budynki i budowle [%] | Maszyny, urządzenia tech. i narzędzia [%] | Środki transportu [%] |
|------|-----------------|-----------------------|-------------------------------------------|-----------------------|
| 1    | 2               | 3                     | 4                                         | 5                     |
| 1993 | 6988,2          | 56                    | 27                                        | 17                    |
| 1994 | 7342,8          | 53                    | 30                                        | 17                    |
| 1997 | 14510,1         | 50                    | 32                                        | 18                    |
| 1998 | 16447,1         | 48                    | 34                                        | 18                    |
| 2001 | 27562,5         | 56                    | 30                                        | 14                    |
| 2002 | 25306,5         | 49                    | 32                                        | 19                    |

**Źródło:** Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

Środki trwałe decydują w głównej mierze o możliwościach wytwórczych przedsiębiorstwa. Ich stan, stopień nowoczesności oraz poziom wykorzystania w istotny sposób wpływa na działalność każdego przedsiębiorstwa, również budowlanego.

Zwiększenie możliwości produkcyjnych w przedsiębiorstwie można uzyskać poprzez:

- lepsze wykorzystanie posiadanych środków trwałych, a więc drogą bezinwestycyjną, przez intensyfikację wykorzystania urządzeń, innowacje w procesie produkcyjnym i lepszą organizację produkcji,
- inwestycyjne powiększenie zasobów produkcyjnych środków trwałych lub modernizację istniejących zasobów [3].

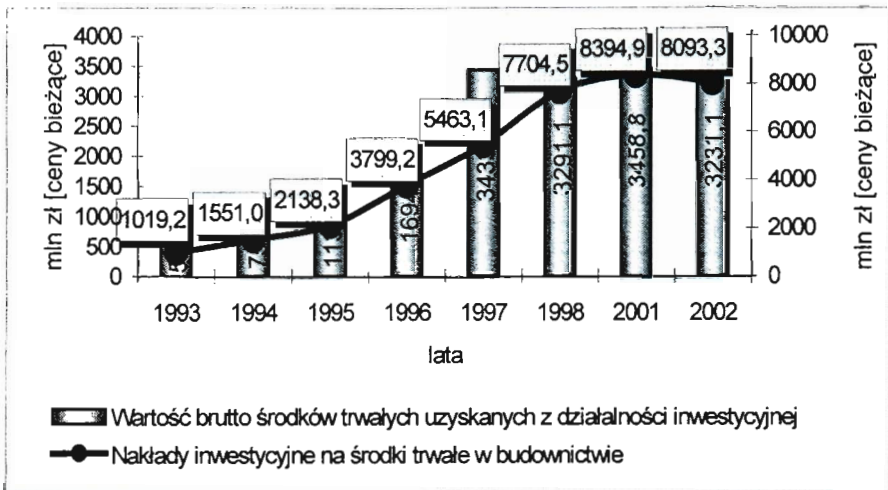
### 3. Tendencje zmian w środkach trwałych przedsiębiorstw budowlanych

Dostępny materiał statystyczny oraz prowadzone obserwacje zjawisk w budownictwie pozwalają zauważyć w bazie materialnej przedsiębiorstw budowlanych następujące tendencje zmian:

- a) W początkowym okresie załamania działalności inwestycyjnej, począwszy od 1993r., widoczny jest sukcesywny wzrost nakładów inwestycyjnych na środki trwałe w budownictwie.

Przeznaczone nakłady inwestycyjne (w cenach bieżących) na środki trwałe w budownictwie w 2002r. były ponad ośmiokrotnie wyższe niż w 1993r. Natomiast wartość brutto środków trwałych uzyskanych z działalności inwestycyjnej

w budownictwie w porównaniu z rokiem 1993 wzrosła niemal sześciokrotnie (rys. 1).

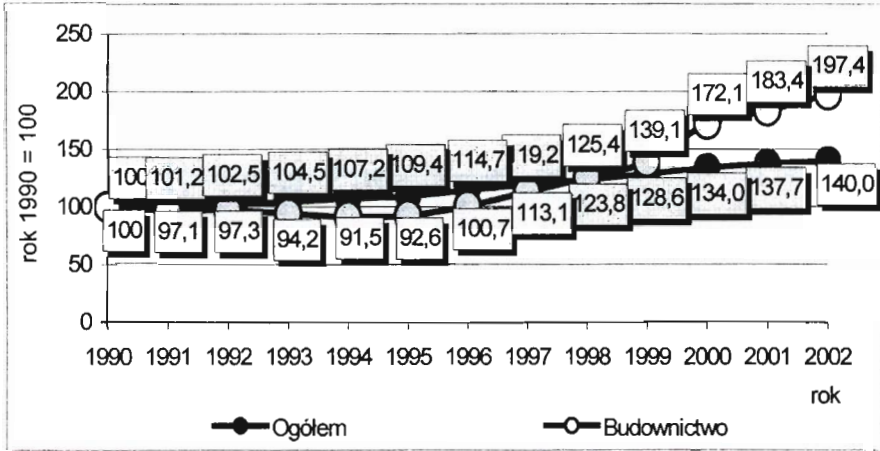


**Rys. 1.** Nakłady inwestycyjne na środki trwałe w budownictwie i wartość brutto środków trwałych uzyskanych z działalności inwestycyjnej w branży budowlanej

**Źródło:** Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

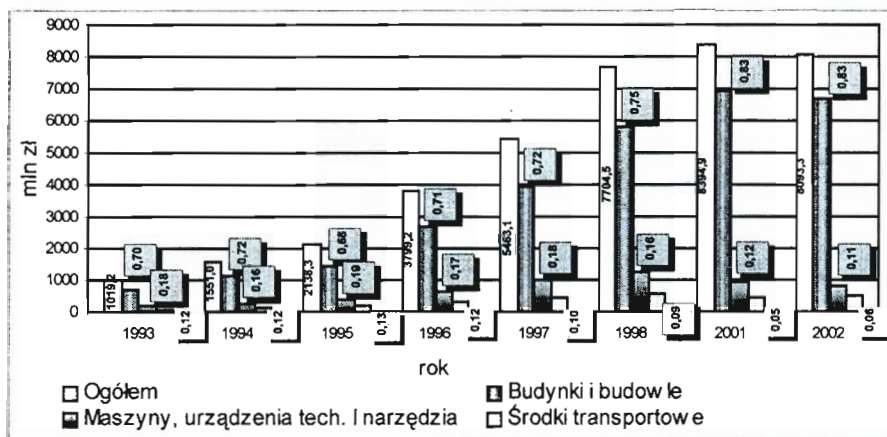
- b) Efektem działalności inwestycyjnej był przyrost środków trwałych w przedsiębiorstwach budowlanych w ostatnim dziesięcioleciu. W tym całym okresie nakłady na rozwój branży budowlanej stanowiły 2,5÷6,5% nakładów na rozwój bazy materialnej całej gospodarki. Charakterystyczne jest szybsze tempo przyrostu środków trwałych w budownictwie niż w całej gospodarce. Najwyższą dynamikę przyrostu wartości brutto środków trwałych w budownictwie obserwowano w latach 1996÷2000, która wynosiła około 13% średniorocznie.

**Wartość brutto środków trwałych** jest wartością nakładów przeznaczonych na ich zakup lub wytworzenie bez potrącenia wartości zużycia (umorzenia). Wykres przedstawiony poniżej (rys. 2.) wskazuje, że w roku 2002 wartość środków trwałych brutto przekroczyła poziom z roku 1990 o ponad 97%.



Rys. 2. Dynamika wartości brutto środków trwałych w budownictwie na tle gospodarki ogółem  
 Źródło: Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

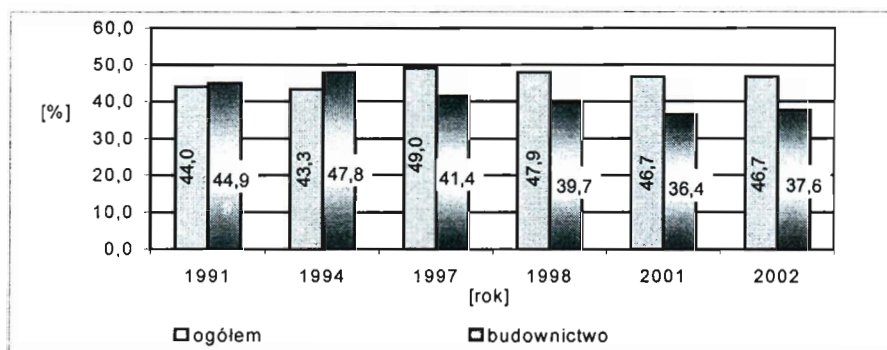
- c) Najwięcej wydatkowanych środków finansowych przeznaczano na nowe budynki i obiekty zaplecza produkcyjno-technicznego a więc na bierną część środków trwałych. Te wydatki w wydatkach ogółem stale wzrastały i w 2002 roku sięgnęły 83%. Przedsiębiorstwa budowlane w wolniejszym tempie dokonywały wymiany przestarzałego parku sprzętowego na urządzenia i sprzęt nowej generacji, dostosowany do nowych technologii prowadzenia robót budowlanych wdrażanych w ostatnich latach w budownictwie. Użycie sprzętu w nakładach inwestycyjnych spadło z 18% w 1993r. do 11% w roku 2002 (rys. 3).



**Rys. 3.** Zastosowanie poszczególnych rodzajów środków trwałych w nakładach inwestycyjnych na budownictwo ogółem

**Źródło:** Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

- d) Sukcesywny wzrost nakładów na środki trwałe w budownictwie sprzyjał odnawianiu majątku produkcyjnego firm budowlanych, o czym świadczy obniżanie się stopnia ich zużycia. O ile w 1991 roku stopień zużycia środków trwałych sięgał prawie 45%, to np. w 2001 roku obniżył się do poziomu około 36%. Budownictwo na tle całej gospodarki prezentuje się niższym o około 9 pkt % poziomem zużycia majątku trwałego w 2002r. (rys. 4).

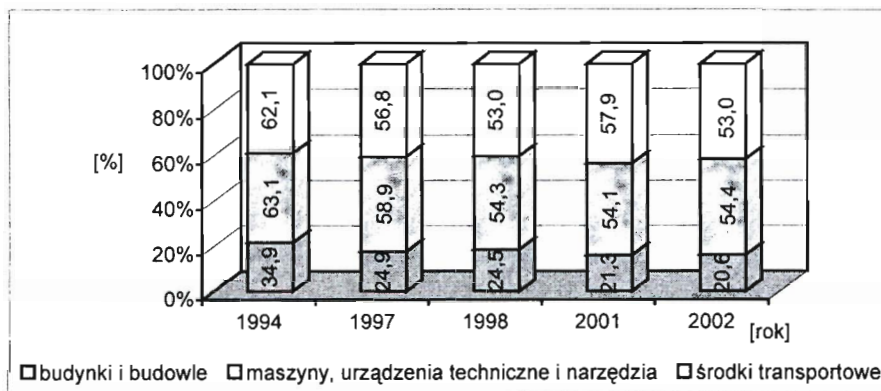


**Rys. 4.** Stopień zużycia środków trwałych w sektorze budowlanym w porównaniu z gospodarką ogółem

**Źródło:** Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS



Analiza struktury środków trwałych w sektorze budowlanym wskazuje na wyższy stopień zużycia części czynnej środków niż części biernej. Pozytywnym zjawiskiem jest ogólna tendencja do obniżania stopnia zużycia środków trwałych (rys. 5).



**Rys. 5.** Stopień zużycia wybranych grup środków trwałych w przedsiębiorstwach budowlanych  
**Źródło:** Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

- e) Przemiany własnościowe dotyczące budownictwa w okresie transformacji w sposób naturalny pociągnęły też przesunięcia we własności majątku rzeczowego. Z danych wynika, że wartość brutto środków trwałych w sektorze budowlanym, będących w dyspozycji przedsiębiorstw sektora prywatnego, systematycznie wzrastała, aby w 1997r. osiągnąć już 64% wartości środków trwałych w budownictwie ogółem. W 2001r. sektor prywatny dysponował już aż 81% środków trwałych w budownictwie i charakteryzował się wysoką dynamiką wzrostu (5, 7-krotnie wyższą wartością w porównaniu z rokiem 1995).

Tabela 2

Zmiany własnościowe środków trwałych w budownictwie w latach 1995–2002

| Forma własności  |                  | 1995    | 1996     | 1997     | 1998     | 2000     | 2001     | 2002     |
|------------------|------------------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Sektor publiczny | Wartość [mln zł] | 4 927,0 | 5 775,7  | 5 233,4  | 5 356,6  | 5 069,3  | 5 330,7  | 6 047,7  |
|                  | Udział [%]       | 56      | 54       | 36       | 32       | 20       | 19       | 24       |
| Sektor prywatny  | Wartość [mln zł] | 3 868,4 | 4 983,6  | 9 294,6  | 11 113,7 | 19 809,3 | 22 245,9 | 19 285,8 |
|                  | Udział [%]       | 44      | 46       | 64       | 68       | 80       | 81       | 76       |
| Razem            | Wartość [mln zł] | 8 795,4 | 10 759,3 | 14 528,0 | 16 470,3 | 24 878,6 | 27 576,6 | 25 333,5 |
|                  | Udział [%]       | 100     | 100      | 100      | 100      | 100      | 100      | 100      |

Źródło: Opracowanie własne na podstawie Roczników statystycznych GUS

#### 4. Podsumowanie

Racjonalna polityka przedsiębiorstwa w zakresie zarządzania środkami trwałymi powinna mieć na celu ich odnowę, likwidację zużytych środków oraz ich wzrost ilościowy i jakościowy. Efektywność działań rośnie w miarę wzrostu zastosowanie części czynnej, czyli maszyn, urządzeń i narzędzi, w produkcji.

Proces starzenia środków trwałych postępuje nieuchronnie w miarę upływu czasu aż do momentu obniżenia ich trwałości, niezawodności i bezpieczeństwa użytkowania. Taki stan rzeczy prowadzi do konieczności dokonania niezbędnych napraw i remontów a w ostateczności, kiedy dalsze użytkowanie jest niemożliwe lub nieopłacalne – do wymiany środka na nowy.

W celu zapewnienia przedsiębiorstwu dostosowania się do rosnących wymagań jakościowych i wzmocnienia potencjału przewagi konkurencyjnej konieczne jest doskonalenie metod zarządzania nie tylko zasobami ludzkimi, ale również środkami produkcji, których zasadniczym elementem są środki trwałe. Niezbędne jest prowadzenie właściwej gospodarki środkami trwałymi oraz przestrzeganie (co do ilości) prawidłowości zastępowania starych, zużytych środków nowymi. Konieczne jest przestrzeganie zależności pomiędzy okresem użytkowania a ilością

wycofanych z eksploatacji urządzeń produkcyjnych. Polskie przedsiębiorstwa budowlane działają w warunkach silnej konkurencji i aby utrzymać się na rynku muszą stale się odnawiać poprzez dostosowywanie swoich możliwości do wymogów otoczenia. Muszą także dostosowywać wielkość i strukturę swoich środków produkcyjnych, a głównie środków trwałych.

Można więc powiedzieć, że zmiany, jakie wprowadzają przedsiębiorstwa budowlane w zakresie środków trwałych wynikają:

- z ich ograniczonych możliwości finansowych,
- z konieczności dostosowania ilości posiadanych środków trwałych do realiów rynkowych – do nowoczesnych metod realizacji
- potrzeby zwiększenia udziału czynnej części środków trwałych kosztem części biernej,
- z konieczności ciągłego odnawiania zużytych środków i dostosowania ich poziomu nowoczesności do nowoczesnych metod realizacji wykorzystujących nowe materiały i urządzenia,
- z postępu technicznego prowadzącego np. do wzrostu wymagań odnośnie do bezpieczeństwa użytkowania maszyn i urządzeń i postępu technologicznego wynikającego m.in. ze stosowania nowych metod organizacji robót budowlanych.

## **Literatura**

- [1] Roczniki statystyczne Głównego Urzędu Statystycznego, 1990-2003.
- [2] Kowalczewski W.: Zarządzanie środkami trwałymi w przedsiębiorstwie. Warszawa, 2000r.
- [3] Praca zbiorowa pod red. W. Kowalczewskiego: Zarządzanie współczesnym przedsiębiorstwem. Warszawa, 2002r.

## **TENDENCIES OF CHANGES IN FIXED ASSETS OF BUILDING COMPANIES**

**Summary:** The resource base of a company is one of the component of potential of competitiveness which it administers. Fixed assets are principle elements of resource base which it is possible to divide on: buildings and structures, machinery, technical equipment and tools, and transport equipment. In this article were analysed tendencies

of changes in fixed assets of building companies during last 10 years. Attention was turned on cause these changes also.

**Main words:** fixed assets, investment outlays, degree of consumption of fixed assets.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/4/02

Irena Sielamowicz<sup>1</sup>

## CYFROWA TECHNIKA OPTYCZNA DPIV<sup>2</sup> W POMIARACH PRZEPIYWU ZIAREN AMARANTUSA W PŁASKIM MODELU SILOSU

**Streszczenie:** W celu otrzymania obrazów zmian zachodzących w rdzeniu w płynącym bezkohezyjnym materiale ziarnistym przeprowadzono serię badań w płaskim modelu silosu wykonanym z płyty poliwęglanowej. Do rejestracji obrazów płynięcia ziaren amarantusa wykorzystano cyfrową technikę optyczną DPIV (Digital Particle Image Velocimetry). Technika ta pozwala uzyskać między innymi profile prędkości płynącego materiału na dowolnym przekroju modelu, pola wektorowe prędkości oraz tory płynięcia pojedynczych cząsteczek.

**Słowa kluczowe:** technika optyczna DPIV, model silosu, przepływ materiału ziarnistego, cząsteczka, ziarno amarantusa

### 1. Wprowadzenie

Pierwsze prace Jenikego [1,2] na temat opróżniania silosów omawiały dwa sposoby wypływu materiału granulowanego z silosów: przepływ masowy i rdzeniowy. W roku 1993 Watson i Rotter [3] podali, że przepływ rdzeniowy może być definiowany jako półmasowy lub „pipe flow”. Sformułowano także definicję granicy kanału płynięcia. Teoretycznie można przewidzieć występowanie w zbiorniku stref zastoju w płynącym materiale, wykorzystując metody oparte na zasadach teorii plastyczności, ale nie opracowano do dzisiaj właściwych sposobów przewidywania kształtu tworzących się stref zastoju. W pracach eksperymentalnych stosowano do dziś różne techniki rejestracji obrazów płynącego materiału w zbiorniku. W technice pomiarowej promieniami „X” [4, 5, 6], prezentowano radiografy

---

<sup>1</sup> Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

<sup>2</sup> Anemometria Obrazowa

wykonane w czasie eksperymentów. W celu otrzymania danych na temat przepływu materiału w zbiorniku w strefie płynięcia materiału tzn. pól gęstości czy pól prędkości, wykorzystywano też inne nieinwazyjne techniki pomiaru m.in. technikę rezonansu magnetycznego czy ultrasoniczną metodę pomiaru prędkości. Więcej szczegółów na temat technik pomiarowych można znaleźć w pracy Lueptowa [7]. W niniejszej pracy ilustruje się możliwości zastosowania nowej techniki pomiarowej DPIV (Digital Particle Image Velocimetry) [8, 9, 10, 11] do analizowania zmian w przepływie ziaren amarantusa w płaskim modelu silosu. Prezentuje się obrazy płynięcia ziaren amarantusa w formie profili prędkości, pól wektorowych oraz torów płynięcia pojedynczych cząsteczek. Technika DPIV umożliwi także uzyskanie wartości naprężeń lokalnych [10] na podstawie gradientów prędkości ziaren oraz pomiary wydatku wypływu. W pracy pokazano szerokie możliwości zastosowania techniki DPIV w rejestrowaniu obrazów przepływów materiałów ziarnistych.

## 2. Stanowisko badawcze

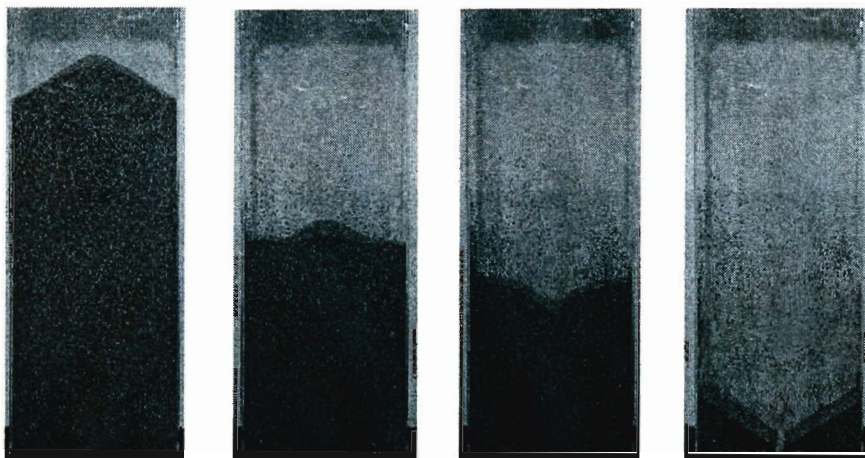
Model silosu wykorzystany w badaniach ma wysokość 0,80 cm, szerokość 26,5 cm i grubość 10 cm. Dno modelu, w którym znajduje się szczelina wysypowa o szerokości 1 cm, jest płaskie. Konstrukcja modelu umożliwi umieszczenie wkładek na dnie modelu w celu uzyskania innych wartości kąta nachylenia dna do pionu. Kolejne badania przeprowadzono przy kącie nachylenia dna modelu do pionu 80°, 70° i 50°. Kąty te uzyskano poprzez umieszczenie na dnie modelu klinów o kącie nachylenia do poziomu 10°, 20° i 40°. Eksperymenty przeprowadzono dla trzech wysokości zasypanego ziarna: 55 cm, 65 cm i 75 cm. Model ustawiono na sztywnej ramie opartej na dwóch podporach. Nad modelem umieszczono zbiornik zasypowy o pojemności 5l na wysokości 0,7 m od górnej krawędzi zbiornika. Zbiornik zaopatrzony w rurę o średnicy 4 cm i długości 75 cm. Położenie rury pokrywa się z osią symetrii zbiornika, a dolny brzeg rury znajduje się wewnątrz modelu 5 cm poniżej krawędzi zbiornika. Zasypywanie ziarna do zbiornika odbywa się w sposób ciągły, ażeby utrzymać stałą zawartość ziarna w zbiorniku zasypowym w zakresie 2/3 jego objętości i aby zachować ciągły strumień wysypującego się ziarna z modelu w postaci równomiernego strumienia. Jeżeli napełnianie zbiornika przebiega w sposób opisany powyżej, to zasypywany materiał traktuje się jako zagęszczony. Ważne jest także uzyskanie jednolitego obrazu zasypanego materiału w modelu, tzn. bez pasm i widocznej segregacji ziaren. W czasie przepływu przez model materiał ziarnisty użyty w testach wykazuje nieznaczne właściwości

elektryzujące [11]. Pod modelem ustawiono wagę elektroniczną i dokonywano co 10 sekund odczytów wydatku wypływu materiału ze zbiornika, a także rejestrowano całkowity czas wypływu materiału.

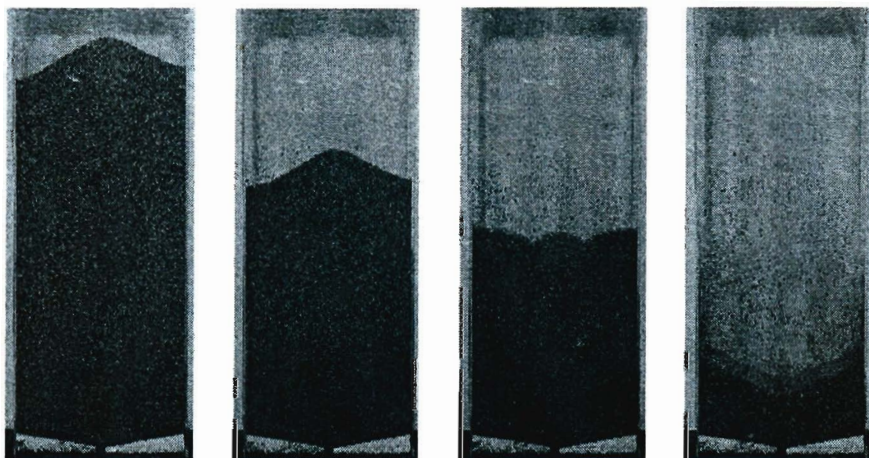
### **3. Badanie wypływu ziaren amarantusa z modelu. Obrazy kształtowania się górnej powierzchni swobodnej materiału**

Badania przeprowadzono w pomieszczeniu o temperaturze wahającej się od 18-23°C, przy wilgotności względnej powietrza 55-70% wykorzystując ziarna amarantusa o wilgotności 9,5%. Kąt tarcia ziaren amarantusa o ścianki modelu wynosi 25<sup>0</sup>, a kąt tarcia wewnętrznego ziaren 28<sup>0</sup>.

Pierwszą serię badań przeprowadzono na modelu o płaskim dnie. Kolejne badania wykonano w modelu przy zmiennym kącie nachylenia dna do pionu. Model zasypano ziarnem amarantusa kolejno do wysokości 55 cm, 65 cm i 75 cm. W celu pomierzenia pól prędkości i wykazania zmian strefy płynięcia materiału zastosowano technikę zapisu aparatem cyfrowym, wykonując co 4 sek zdjęcia. Obrazy były przetwarzane na bazie techniki Particle Image Velocimetry (PIV) - techniki stosowanej w mechanice płynów do pomiarów prędkości płynących cząstek [8]. Technika PIV dostarcza informacji o lokalnych prędkościach cząsteczek. Korelacja kolejnych par obrazów umożliwia uzyskanie danych o zmienności pola prędkości cząstek materiału wewnątrz płynącego obszaru. Stosowana technika DPIV jest specjalną odmianą techniki PIV (tzw. metody potoków optycznych - Optical Flow). Zdjęcia o dłuższym czasie ekspozycji zostały ostatecznie wykorzystane do zaznaczenia szerokości strefy płynącego rdzenia w materiale zgromadzonym w modelu. Poniższe fotografie przedstawiają kształtowanie się górnej powierzchni zasypanego materiału w czasie płynięcia ziaren.

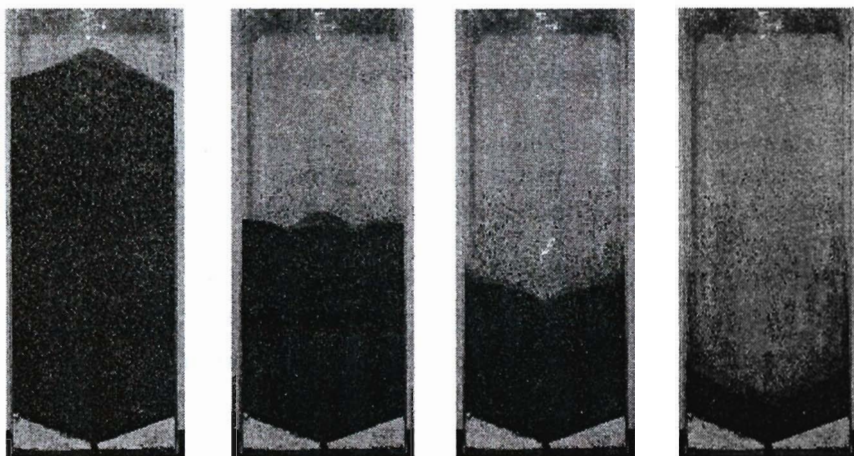


**Fot.1.** Obrazy płynięcia ziaren amarantusa w modelu o płaskim dnie. Wysokość zasypu 75 cm, czas płynięcia 57 s.

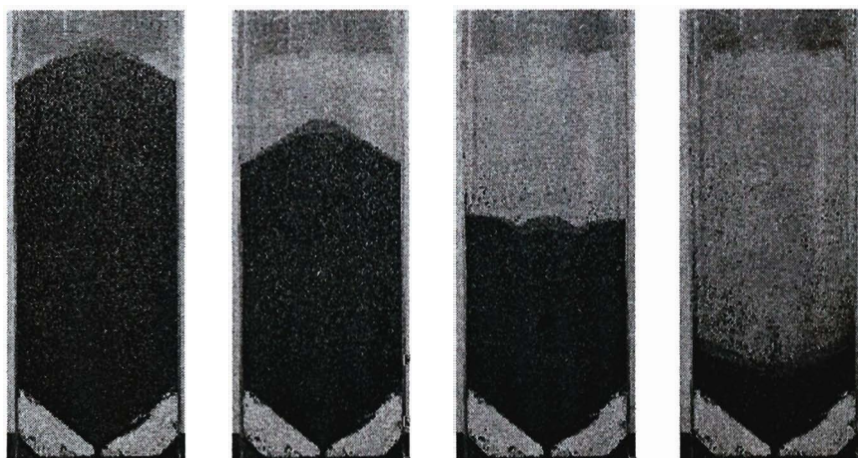


**Fot.2.** Obrazy płynięcia amarantusa w modelu o kącie nachylenia  $10^\circ$  dna modelu. Wysokość zasypu 75 cm. Czas płynięcia 58 s.





**Fot. 3.** Obrazy płynięcia amarantusa w modelu o kącie nachylenia  $20^\circ$  dna modelu. Wysokość zasypu 75 cm. Czas płynięcia 61 s.



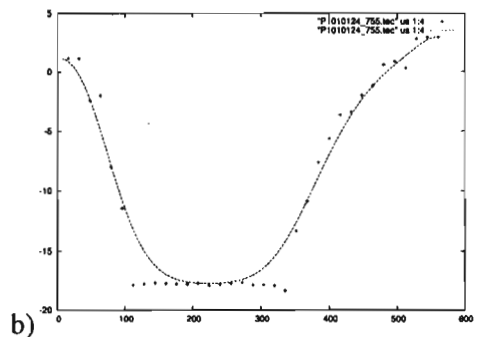
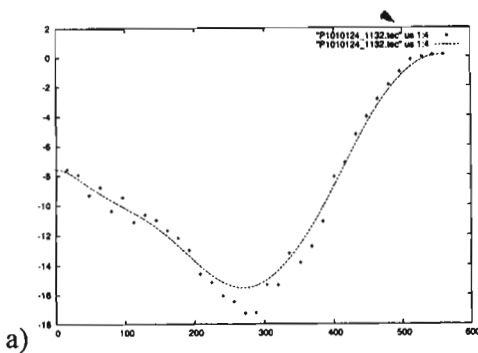
**Fot. 4.** Obrazy płynięcia amarantusa w modelu o kącie nachylenia  $40^\circ$  dna silosu. Wysokość zasypu 75 cm. Czas płynięcia 55 s.

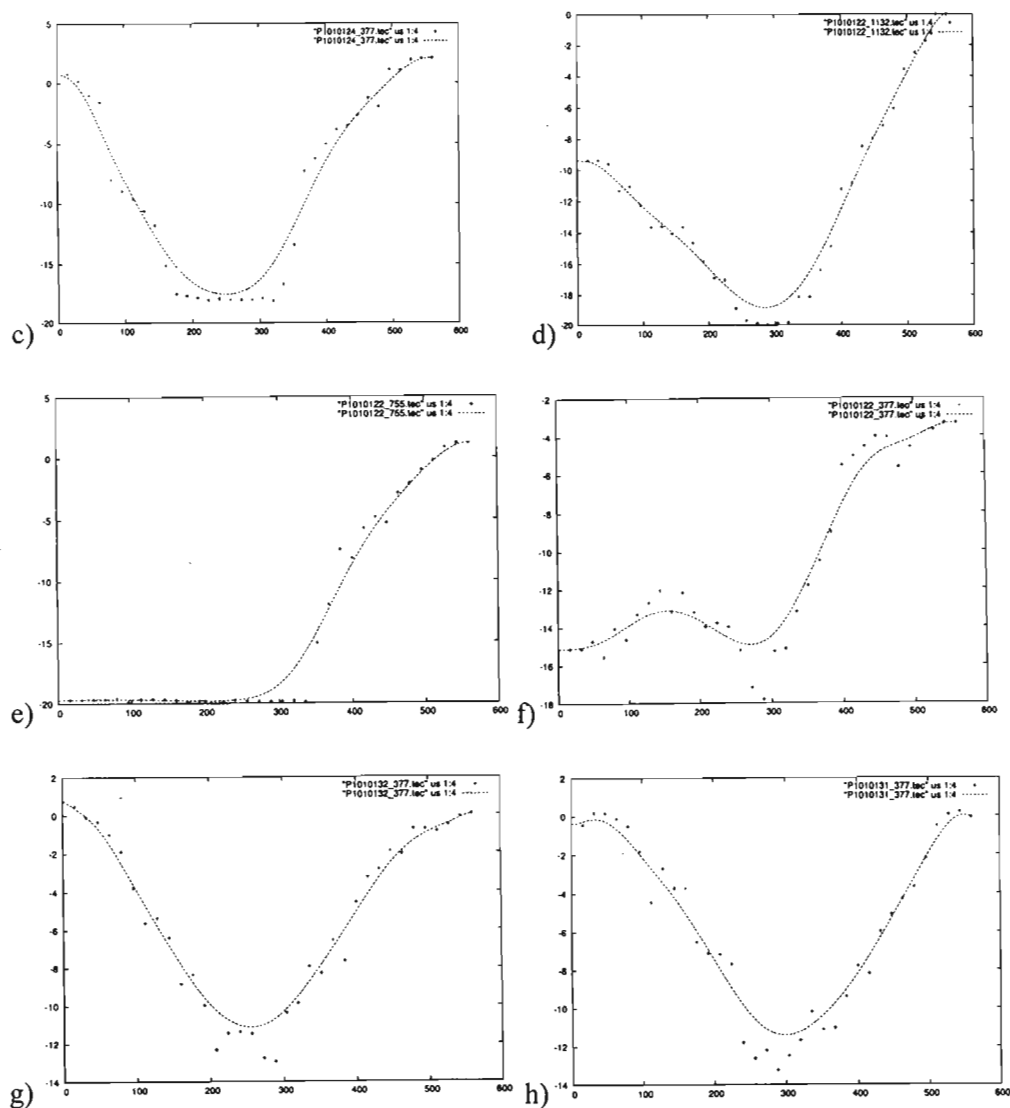
Na fotografiach 1-4 przedstawiono fazy płynięcia ziaren amarantusa. Widzimy, że masa materiału przesuwa się w dół zbiornika z jednoczesnym tworzeniem się kanału przepływu (rdzenia) w osi symetrii modelu. Przepływ taki określono w pracy [3] jako półmasowy.

#### 4. Wybrane wyniki pomiarów profili prędkości, pól wektorowych i torów płynięcia pojedynczych cząsteczek, uzyskanych techniką DPIV

Wykorzystując program Gnuplot, uzyskano na podstawie wykonanych zdjęć przepływu ziaren amarantusa przez model silosu, profile prędkości płynącego materiału na wybranych przekrojach poziomych w modelu oraz pola wektorowe płynącego materiału.

Rysunek 1 przedstawia profile prędkości płynącego materiału, wykonane dla kilku obrazów. Rozkłady składowej pionowej  $V_y$  wektora prędkości pokazują zmianę tej składowej prędkości w czasie. Wymiar pojedynczego obrazu otrzymano w pixelach. Wysokość obrazu wynoszącą 1509 pikseli podzielono na 4 (żądana liczba poziomów, na których uzyskano rozkład prędkości). Ta liczba pikseli odpowiada wysokości sfotografowanego obrazu modelu tzn. 80 cm. Na 1 cm wymiaru fizycznego modelu silosu przypada około 18,86 pikseli obrazu. Na rysunku 1 punkty (gwiazdki) oznaczają wartości składowej pionowej prędkości  $V_y$  w danych punktach. Otrzymane linie ciągłe (solid lines) są wygładzeniem (smooth with splines) wykonanym metodą dwusześcienną („bicubic”). Poziomy rejestracji prędkości wyznaczono w  $1/4$ ,  $1/2$  i  $3/4$  wysokości zdjęcia, co odpowiada 377 pikseli, 755 pikseli i 1132 pikseli. Liczby te widoczne są w narożach rysunków 1a-i. Rysunki 1a,b,c odnoszą się do kadru płynięcia numer 124. Rysunki 1d-f do kadru 122, rysunek 1g do kadru płynięcia 132 a rysunek 1h do kadru płynięcia 131. Na rysunku 1a widoczna jest początkowa chwila płynięcia, gdy lewa część krzywej odpowiada większej prędkości płynącego materiału.

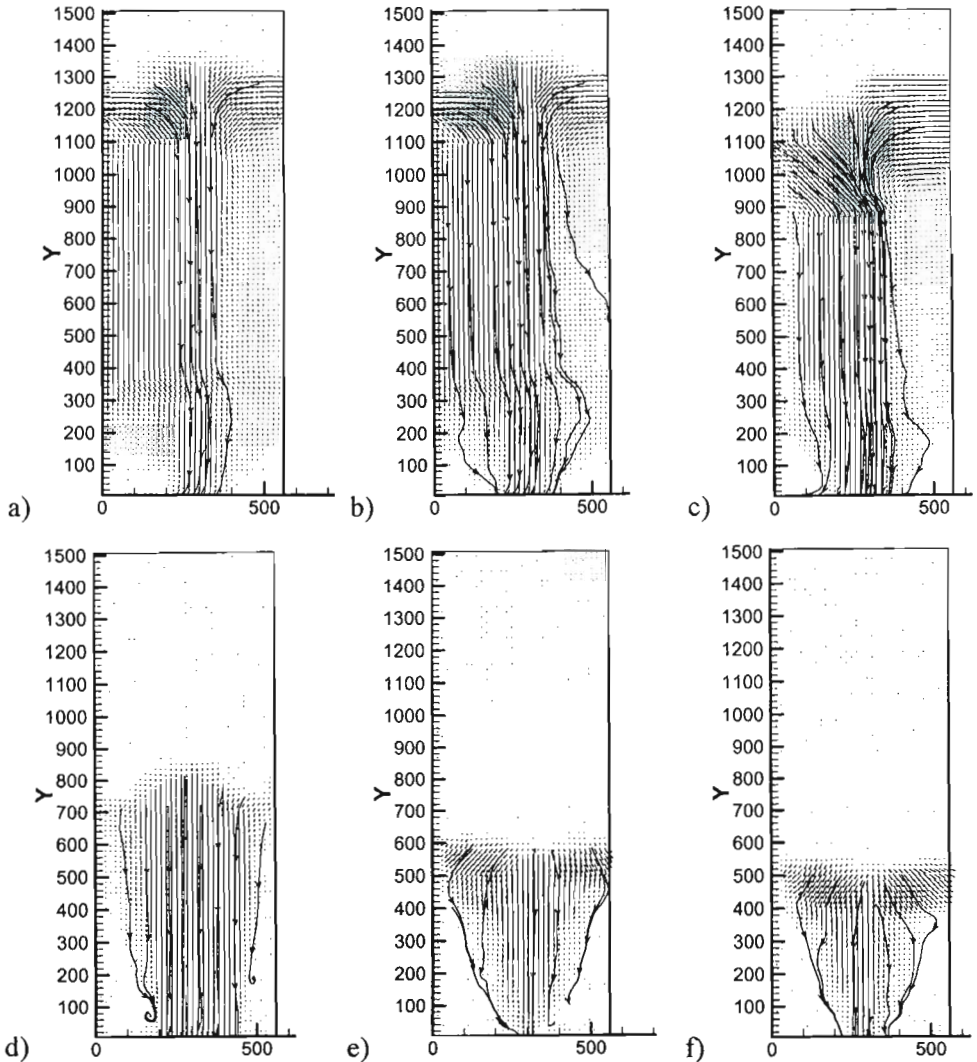




**Rys.1.** Rozkład składowej pionowej  $V_y$  wektora prędkości w układzie

Oznacza to, że materiał sypał lawinowo do rdzenia przepływu. Na wysokości 377 pikseli profil prędkości jest prawie symetryczny. Dalej obserwujemy podobne kształtowanie się profili prędkości. Lawinowe sypywanie materiału do rdzenia przepływu widoczne jest na rys. 1d. Rysunek 1e obrazuje masowe osuwanie się

lewej partii materiału o jednakowej prędkości. Z kolei rysunek 1f przedstawia profil prędkości wykonany na wysokości 377 pikseli co odpowiada  $\frac{1}{4}$  wysokości modelu. Rysunki 1g –h pokazują profile prędkości wykonane na wysokości 377 pikseli. Obserwujemy tu już regularny przepływ rdzeniowy.



**Rys. 2.** Zmierzone wektorowe pola prędkości i obliczone na tej podstawie tory pojedynczych cząsteczek płynięcia ziaren amarantusa.

Rysunki 2 a-f przedstawiają pola wektorowe płynących ziaren amarantusa. Punkty oznaczają wektory o wartości zerowej, a więc w strefie zastoju. Długość pojedynczego wektora odpowiada wartości prędkości w danym punkcie. Kierunek wektorów wskazuje jednoznacznie kierunek płynięcia materiału. Z powodu dużej gęstości pola wektorowego kierunek pojedynczych wektorów jest trudno widoczny na rysunku 2. Należałoby przedstawić rysunek 2 w znacznie większej skali, aby można było wyraźnie zaobserwować wektory i ich kierunki. Pola szarości na rysunku 2 odpowiadają natężeniu pola wektorowego. Linie zakrzywione z wektorami pokazują ruch pojedynczych cząsteczek. Widoczne są różne zaburzenia przepływu, które mogą być spowodowane między innymi naturalnymi zanieczyszczeniami ziarna. Po otwarciu szczeliny wylotowej, w początkowej fazie płynięcia, (rys.2a) wytworzył się w modelu kanał rozluźnionego materiału i nastąpiło jednocześnie nagłe przemieszczanie się górnej partii materiału, która spływa do rozluźnionego rdzenia. Odbywa się to lawinowo, raz z jednej strony kanału, raz z drugiej. Wyraźnie widać to na rysunku 2c, gdzie masa ziarna zgromadzona w lewej części modelu wymusza przemieszczenia się do rdzenia przepływu, zatrzymując w ten sposób masę materiału zgromadzoną w prawej części zbiornika. W czasie przepływu obserwujemy w modelu stałe równomierne osuwanie się materiału. Na rysunku 2e i 2f widzimy fazy końcowe płynięcia ziaren amarantusa. W fazie tej następuje wyraźna zmiana charakteru przepływu – z półmasowego na rdzeniowy. Widoczne są uformowane strefy zastoju po obu stronach rdzenia przepływu. Końcowa faza przepływu odbywa się już bez zaburzeń. Ruch ziarna jest ustabilizowany.

## **5. Zakończenie**

W pracy pokazano możliwości zastosowania optycznej techniki cyfrowej DPIV (Anemometrii Obrazowej) do pomiarów przepływu materiału ziarnistego w modelu silosu wykonanego z płyty poliwęglanowej. Przezroczyste ściany modelu umożliwiają sfotografowanie przepływu, a następnie wykonanie profili prędkości oraz pól wektorowych w płynącym materiale. Przepływ ziaren amarantusa określono jako półmasowy. Użyte w eksperymencie ziarno nie było poddane żadnej obróbce w celu usunięcia z niego naturalnych zanieczyszczeń. Pokazano i opisano fazy płynięcia ziarna i zaburzenia występujące w czasie przepływu.

## LITERATURA

- [1] Jenike A. W.: Gravity Flow of Bulk Solids. University of Utah Engineering Experiment Station, Bulletin 108, 1961.
- [2] Jenike A. W.: Storage and Flow of Solids. University of Utah Engineering Experiment Station, Bulletin 123, 1964.
- [3] Watson G. R., Rotter J. M.: A finite element kinematic analysis of planar granular solids flow. Chemical Engineering Science, No 51, 3967-3978, 1996.
- [4] Kvpil R.: Theorie der Schuttgutbewegung. VEB Verlag Technik, Berlin, 1959.
- [5] Michalowski R.L.: Flow of granular material through a plane hopper. Powder Technology, 39, 29 – 40, 1984.
- [6] Drescher A., Cousens T.W., Bransby P.L.: Kinematics of the mass flow of granular material through a plane hopper. Geotechnique, 28, n 1, 27 – 42, 1978.
- [7] Lueptow R.M., Akonur A., Shinbrot T.: PIV for granular flows. Experiments in Fluids, Vol. 28, n 2, 183-186, 2000.
- [8] Quenot G. M., Pakleza J., Kowalewski T. A.: Particle image velocimetry with optical flow. Experiments in Fluids, Vol. 25, 177-189, 1998.
- [9] Sielamowicz I., Kowalewski T.A.: DPIV technique in modelling granular material flows in a model of silo made of Plexiglas. International Congress for Particle Technology, Partec 2004, Nurnberg, Germany, 16-18 March, 2004.
- [10] Ostendorf M., Schwedes J.: Application of optical measurement techniques on the investigation of bulk solids flow behaviour in silos. International Congress for Particle Technology, Partec 2004, Nurnberg, Germany, 16-18 March, 2004.
- [11] Waters A.J., Drescher A.: Modeling plug flow in bins/hoppers. Powder Technology, Vol. 113 168-175, 2000.

### **DIGITAL MEASUREMENT TECHNIQUE DPIV IN INVESTIGATION OF AMARANTUS FLOW IN A PLANE MODEL OF SILO**

In hoppers filled with densely packed material, upon opening the outlet, a narrow plug-type flow zone propagates upward and widens. To obtain data on the evolution of the flow, a series of experiments was conducted on a plane flow hopper model made of Plexiglas. Digital optical technique DPIV was used to register the flow. Forming of the upper free surface is shown in the paper. The details of the flow can be drawn from vector fields, velocity profiles and traces of selected particles.

Podziękowania: Autorka dziękuje Prof. Z. Mrozowi z IPPT PAN za cenne uwagi dotyczące przeprowadzanych eksperymentów, Doc. T. A. Kowalewskiemu za umożliwienie wykonania obliczeń techniką DPIV w Zakładzie Mechaniki i Fizyki Płynów IPPT PAN w Warszawie, Dr W. Rakowskiemu z Inst. Informatyki PB za użyczenie aparatu cyfrowego oraz mgr inż. M. Gruszewskiemu z Instytutu Informatyki PB za pomoc przy fotografowaniu eksperymentu.

Praca częściowo została wykonana w ramach projektu badań własnych W/IIB/13/03.





Sulewski Jerzy<sup>1</sup>

## INWENTARYZACJA TECHNICZNA ZASOBÓW BUDYNKÓW MIESZKALNYCH ZREALIZOWANYCH W TECHNOLOGII OWT NA TERENIE BIAŁEGOSTOKU

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono badania dotyczące identyfikacji technicznej zasobów budynków mieszkalnych zrealizowanych w technologii uprzemysłowionej OWT na terenie Białegostoku. Przedstawiono rozmieszczenie i strukturę wiekową budynków wielkopłytowych i podano uzasadnienie konieczności podjęcia działań zapobiegawczych w zakresie konserwacji, remontów i modernizacji.

**Słowa kluczowe:** budynek mieszkalny, technologia wielkopłykowa, zasoby mieszkaniowe

### 1. Wprowadzenie

Istniejące zasoby budynków wielkopłytowych wymagają prac renowacyjnych, dla utrzymania ich pierwotnego stanu technicznego oraz kompleksowych prac modernizacyjnych dla poprawy ich wartości użytkowych.

Analiza trwałości budynków wielkopłytowych opiera się na obserwacji zmian wartości użytkowych zachodzących w eksploatowanych budynkach. Oznaką zmiany wartości użytkowej budynku (utrata trwałości) są wady i uszkodzenia jego elementów składowych zarejestrowane podczas badań nad stanem technicznym budynku.

Ocena stopnia zużycia technicznego budynku jest średnią ze stopni zużycia jego poszczególnych elementów. Ocenę stanu technicznego budynków wielkopłytowych może stanowić średnia ocena stanu technicznego grupy budynków wylosowanych do badań z zasobu ustalonego dla miasta Białegostoku.

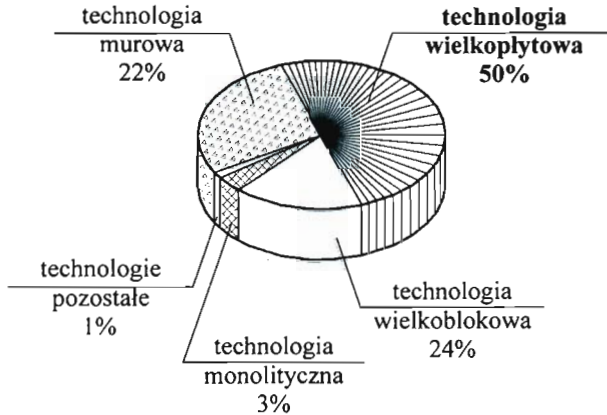
Przeprowadzenie kompleksowych badań nad stanem technicznym budynków wielkopłytowych pozwoliłoby określić ich trwałość oraz ustalić wielkość i częstotliwość działań naprawczych, a także wielkość niezbędnych nakładów finansowych.

---

<sup>1</sup> Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji, Politechnika Białostocka

## 2. Struktura technologii budownictwa mieszkaniowego w Polsce

Struktura technologii polskiego budownictwa mieszkaniowego zrealizowanego w latach 1946–1992 jest zróżnicowana (rys. 1).



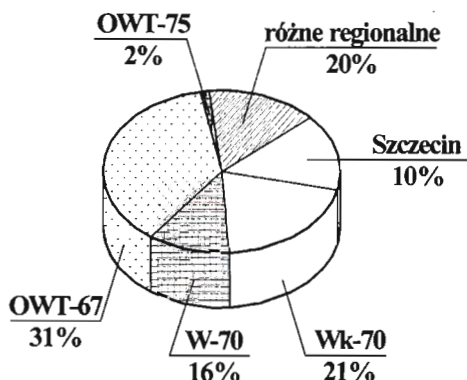
**Rys. 1.** Struktura technologii zasobów budownictwa mieszkaniowego w latach 1946-1992 [1]

Od roku 1945 do końca lat pięćdziesiątych budownictwo mieszkaniowe realizowane było przy użyciu drobnowymiarowych elementów murowych. Od drugiej połowy lat pięćdziesiątych do roku 1990 wprowadzono w szerokim zakresie (szczególnie lata 70 i 80), technologie uprzemysłowione, bazujące na prefabrykowanych elementach wielkowymiarowych (technologia wielkopłytkowa i wielkoblokowa).

Od początku lat dziewięćdziesiątych stale poszerza się zastosowanie technologii tradycyjnych. W strukturze zasobów budownictwa mieszkaniowego przeważają jednak ciągle budynki zrealizowane w technologii wielkopłytkowej (50%).

Struktura technologii wielkopłytkowej kształtuje się w następujący sposób (rys. 2):

- systemy OWT-67 i Wk-70 stanowią 52% rozwiązań wielkopłytkowych (26% zasobów mieszkaniowych z lat 1946–1992),
- systemy W-70 i „Szczecin” dotyczą łącznie 26% rozwiązań wielkopłytkowych (ok. 13% zasobów),
- pozostałe systemy ok. 22% rozwiązań wielkopłytkowych(ok. 11% zasobów)



Rys. 2. Systemy wielkopłytkowe w budownictwie mieszkaniowym [1]

Ze względu na znaczące zasoby tych budynków, specjalna uwaga powinna być poświęcona ich przystosowaniu nie tylko do istniejących uwarunkowań technicznych, lecz również do wymagań gospodarki rynkowej, przemian demograficznych, ekonomicznych i społecznych.

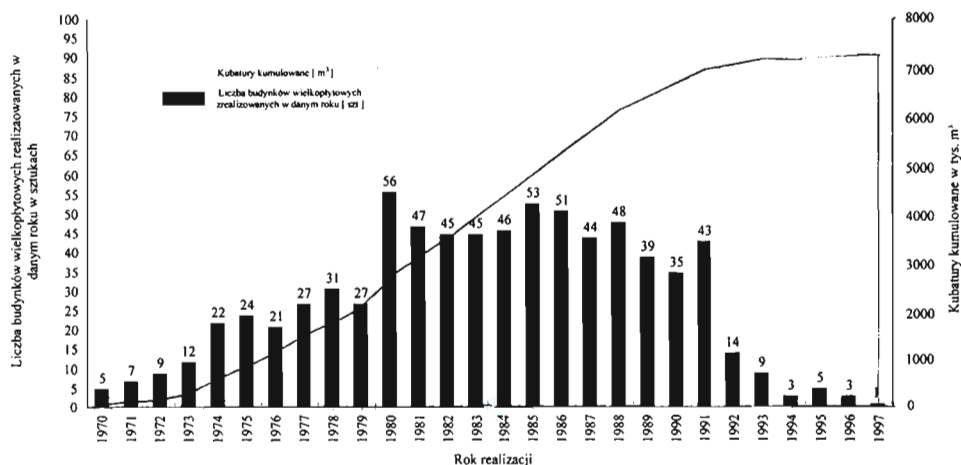
### 3. Zasoby budynków wielkopłytkowych na terenie miasta Białegostoku

W celu określenia stanu technicznego budynków wielkopłytkowych zrealizowanych na terenie Białegostoku należało przeprowadzić badania na próbie reprezentacyjnej, a uzyskane wyniki uogólnić na całą populację. W tym celu dokonano inwentaryzacji i analizy budynków wielkopłytkowych zrealizowanych na terenie miasta znajdujących się w zasobach spółdzielczych i komunalnych. Rozmieszczenie oraz liczbę budynków wielkopłytkowych na osiedlach przedstawia rysunek 3.



**Rys. 3.** Rozmieszczenie budynków wielkopłytowych na poszczególnych osiedlach Białogostoku

Uzyskane w toku badań dane dotyczące budynków mieszkalnych wykonanych w systemie OWT zestawiono na rys. 4. Rysunek 4 prezentuje liczbę oraz kubaturę budynków wielkopłytowych zrealizowanych na terenie poszczególnych osiedli w latach 1970–1997.



Rys. 4. Zestawienie liczby oraz skumulowanych kubatur wielopłytkowych budynków spółdzielczych i komunalnych zrealizowanych w Białymstoku w latach 1970-1999

Pierwsze budynki wielopłytkowe powstały w 1970 roku na osiedlu Piasta i od tej pory obserwuje się stopniowy, systematyczny wzrost liczby wznoszonych budynków. Największy rozwój budownictwa wielopłytkowego w Białymstoku przypada na lata 1980–1991. W okresie tym powstały 552 budynki, co stanowi 72% zasobów. Po okresie tym nastąpił gwałtowny spadek liczby budynków wznoszonych metodami przemysłowymi. Ostatecznie spółdzielcze i komunalne zasoby budynków wielopłytkowych w Białymstoku liczą 772 budynki o łącznej kubaturze ok. 7.306,7 tys. m<sup>3</sup>. Wiek białostockich zasobów budynków wielopłytkowych przedstawia tabela 1.

**Tabela 1**

Struktura wieku spółdzielczych i komunalnych zasobów budynków wielkopłytowych, zrealizowanych na terenie miasta Białegostoku

| Wiek zasobów w latach | Liczba budynków | Procent w zasobach |
|-----------------------|-----------------|--------------------|
| Powyżej 25 lat        | 100             | 13                 |
| 20 – 25 lat           | 188             | 24                 |
| 15 – 20 lat           | 240             | 31                 |
| 10 – 15 lat           | 209             | 27                 |
| Poniżej 10 lat        | 35              | 5                  |
| Razem                 | 772             | 100                |

Od wieku budynku uzależnione są postępujące procesy degradacyjne. Przeprowadzenie badań stanu technicznego próby wylosowanej z każdej z grup wiekowych pozwoli ustalić w jaki sposób kształtują się procesy degradacyjne oraz określić wielkości potrzeb remontowych i nakładów finansowych.

#### 4. Podsumowanie

Wzniesione budynki wielkopłytowe mają liczne wady i uszkodzenia. Wady te powodują, że rosną znacznie koszty utrzymania już po 10-30 latach eksploatacji.

W celu zmniejszenia nakładów finansowych ponoszonych na utrzymanie budynków wielkopłytowych oraz w celu zapewnienia bezpieczeństwa mieszkańcom niezbędne jest konsekwentne i bezwzględne prowadzenie następujących działań :

- a) określenie czynników powodujących zagrożenie budynku i jego części,
- b) zastosowanie efektywnej metody określania bieżącego stanu technicznego budynku i jego elementów oraz ich aktualnej trwałości,
- c) podjęcie zabiegów niezbędnych dla przedłużenia okresu użytkowania elementów,
- d) prowadzenie okresowych kontroli.

Ponadto niezbędne jest:

- podnoszenie wiedzy fachowej osób posiadających kwalifikacje do dokonywania oceny stanu technicznego budynków, poprzez szkolenia, współpracę i wymianę doświadczeń z ośrodkami naukowo-badawczymi,

- uświadamianie użytkownikom konieczności prowadzenia badania i kontroli stanu technicznego budynków oraz działań zapobiegawczych w zakresie konserwacji, remontów i modernizacji budynków;
- wsparcie legislacyjne i finansowe władz państwowych.

Działania na rzecz utrzymania zasobów budownictwa wielkopłytkowego są niezbędne z uwagi na to, że budownictwo to stanowi w Polsce około 50% istniejącej substancji mieszkaniowej. Działania te leżą więc w interesie zarówno użytkowników, właścicieli-zarządców jak i regionalnych władz administracyjno-państwowych.

## **Literatura**

1. **Zieliński J.W.:** Dostosowywanie budynków wielkopłytkowych do współczesnych wymagań użytkowników. Przegląd Budowlany nr 2/2001.

## **TECHNICAL STOCK-TAKING OF RESOURCES OF APARTMENT BUILDINGS CONSTRUCTED IN OWT SYSTEM IN BIALYSTOK AREA**

**Summary:** Investigation related to technical identification of resources of apartment buildings constructed in OWT system (industrialized technology) in Bialystok area is presented in this study. The author presents location and age structure of great-panel buildings with justification of the necessity of preventive works in the range of conservation, repairs and modernization.

**Key words:** apartment building, great-panel technology, housing resources

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/2002





Sulewski Jerzy<sup>1</sup>

## PROGNOZOWANIE TRWAŁOŚCI ELEMENTÓW BUDYNKÓW WIELKOPŁYTOWYCH

**Streszczenie:** W pracy zaprezentowano zastosowanie metody wizualnej do oceny stanu technicznego budynków mieszkalnych, zrealizowanych w uprzemysłowionej technologii wielkopłytowej. Przedstawiono przebieg i wyniki badania wybranego elementu budynku wielkopłytowego. Na podstawie wyników badania stropodachu wentylowanego nieużytkowanego przeanalizowano możliwość zastosowania metody do prognozowania trwałości budynków i ich elementów, wykonanych w technologii OWT.

**Słowa kluczowe:** budynek mieszkalny, technologia wielkopłytowa, trwałość budynku

### 1. Wprowadzenie

Największy rozwój budownictwa wielkopłytowego nastąpił w latach siedemdziesiątych XX w. W tym czasie trwałość budynku nie była w dostatecznym stopniu doceniana. Trwałość ograniczona była do zabezpieczenia przed wystąpieniem awarii lub zagrożenia życia lub zdrowia ludzi. W procesie projektowania uwzględniano jedynie bezpośredni koszt wzniesienia budynku. Koszty utrzymania nie były brane pod uwagę, gdyż najczęściej dotyczyły innego odbiorcy. Koniec okresu użytkowania budynku, czyli kres trwałości, równoznaczny był z fizycznym zniszczeniem budynku [2].

Obecnie ocena trwałości budynku sprowadza się do ustalenia jak zachowa się budynek w założonym okresie użytkowania i jak sprosta wymaganiom użytkowemu, bez nadmiernych kosztów utrzymania. Przyjmuje się, że okres użytkowania budynku nie jest równy czasowi życia. Koniec okresu użytkowania związany jest

---

<sup>1</sup> Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji, Politechnika Białostocka

z chwilą, gdy budynek nie odpowiada już wymaganiom użytkowym, a dokonywanie napraw staje się zbyt kosztowne.

Należy podkreślić, że wykonanie budynku z uwzględnieniem wymagań trwałości nie jest warunkiem wystarczającym do tego, aby budynek odpowiadał wymaganiom wartości użytkowych w projektowanym okresie użytkowania. Projektowanie budynku w taki sposób, aby wszystkie jego elementy miały trwałość równą trwałości całego budynku jest nieuzasadnione ze względów ekonomicznych. Pewne elementy budynku mają mniejszą trwałość i dla zapewnienia trwałości całego budynku mogą wymagać konserwacji, a nawet wymiany.

Trwałość i techniczne utrzymanie budynków wielkopłytowych jest i będzie w ciągu najbliższych lat problemem aktualnym. Z tego względu w kraju i za granicą prowadzone są prace w zakresie określania i zapewnienia tym budynkom trwałości.

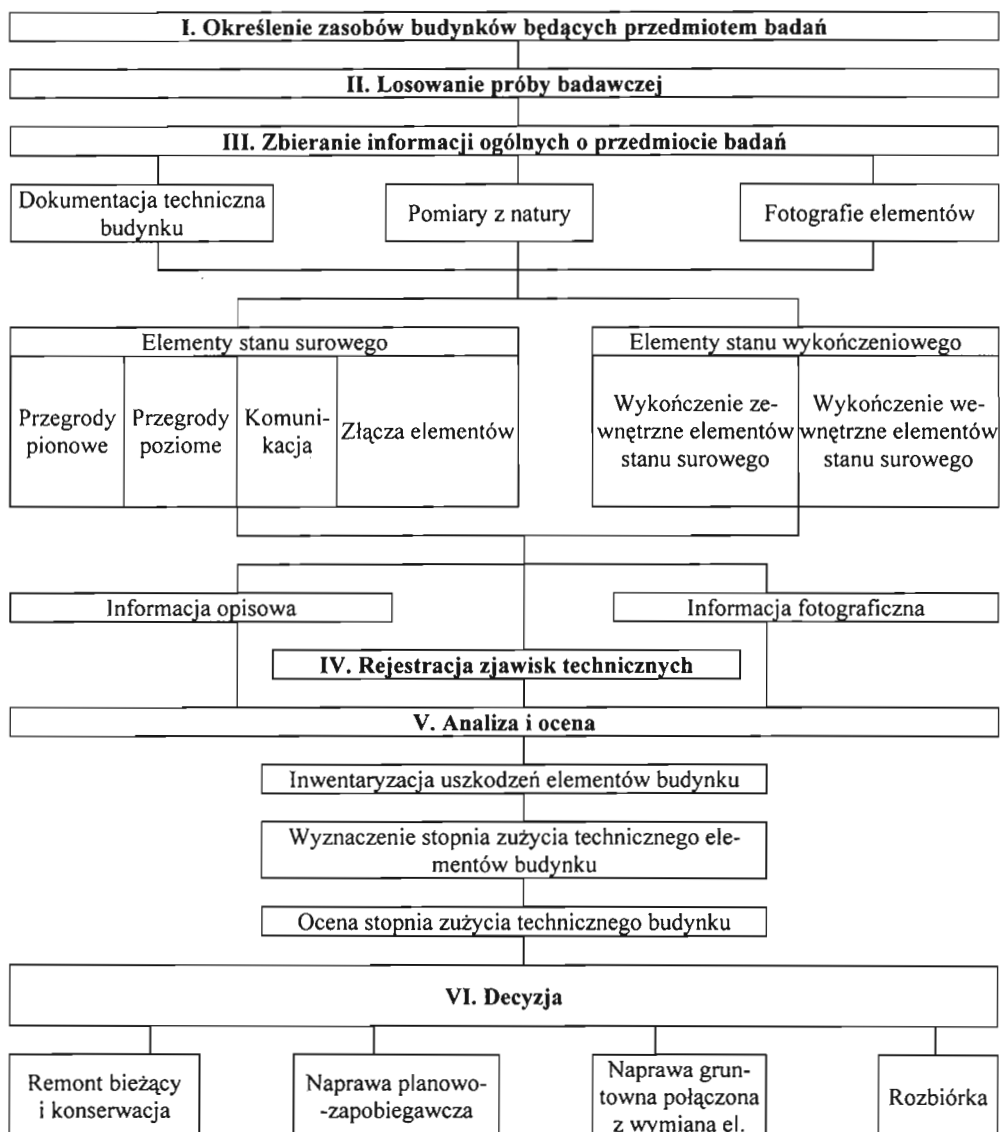
Ocena stanu technicznego budynku wielkopłyтового nie opiera się na ocenie jednego wybranego elementu. Uzyskanie kompleksowej oceny stanu technicznego budynku wielkopłyтового możliwe jest na podstawie średniej oceny wszystkich jego elementów składowych. Przeprowadzenie badania oceny stanu technicznego wszystkich elementów jest procesem długotrwałym i pracochłonnym i wymaga wszechstronnego rozeznania w przedmiocie badania. Praca niniejsza stanowi przykład zastosowania metody objawowej złożonej do badania trwałości jednego wybranego elementu – stropodachu wentylowanego nieużytkowego.

## **2. Proponowany sposób badania zużycia technicznego wybranego elementu budynku wielkopłyтового**

Poniżej przedstawiono przebieg badania wybranego elementu budynku, zrealizowanego w systemie OWT-67 na terenie miasta Białegostoku. Badaniem objęto stropodach wentylowany nieużytkowy wraz z pokryciem i obróbkami blacharskimi, gdyż element ten jest najbardziej narażony na działanie czynników zewnętrznych.

Badanie przeprowadzono z uwzględnieniem metody zastosowanej w pracy [1], dotyczącej badania budynków zrealizowanych w technologii szczecińskiej i W-70. Badanie stanu technicznego stropodachu wentylowanego nieużytkowego przeprowadzono metodą objawową złożoną, stosowaną do badania stopnia zużycia jego poszczególnych elementów składowych.

Przebieg badania budynków mieszkalnych metodą wizualną można przedstawić w postaci schematu (rysunek 1), który obejmuje fazy od I do VI.



Rys. 1. Schemat badania budynków mieszkalnych metodą objawową złożoną

Kolejno wykonano poszczególne fazy badania:

I. Określono zasoby budynków mieszkalnych wielkopłytowych, zrealizowanych na terenie Białegostoku [4].

II. Dokonano wyboru celowego.

Z zasobu 772 wielkopłytowych budynków spółdzielczych i komunalnych wybrano jeden z najstarszych budynków wielkopłytowych.

III. Zebrano informacje ogólne o badanym budynku.

Za pomocą ankiety zebrano informacje ogólne na temat badanego budynku. Dane uzyskane w czasie badania ankietowego zamieszczono w tzw. metryce budynku. Część opisową badania uzupełniono o fotografie badanych elementów oraz zaobserwowanych uszkodzeń. Informacje zamieszczone w ww. dokumentach tworzą zbiór podstawowy (bank informacji), który będzie wykorzystywany przy każdym kolejnym badaniu budynku.

IV. Zarejestrowano zjawiska techniczne.

W celu zarejestrowania stanu technicznego elementów został opracowany zestaw kart rejestracyjnych, obejmujący cały indeks objawów zużycia. Indeks objawów zużycia stanowi zbiór właściwości (objawów), charakteryzujący zużycie poszczególnych elementów według układu przyjętego w indeksie elementów składowych całego budynku. Zestawiono objawy zużycia elementów stropodachu wentylowanego nieużytkowanego i elementów blacharskich dachowych oraz odpowiadające tym objawom indeksy. W indeksie objawów zużycia zastosowano pojedyncze (podstawowe) oraz zbiorcze oznaki zużycia. *Oznaki podstawowe* związane są z opisem wielkości zużycia każdej z cech określających stan techniczny danego elementu stanu surowego lub wykończeniowego. Zużycie jest określone w skali punktowej na podstawie kryteriów ocen stanu technicznego elementów budynków wielkopłytowych przedstawionych w tabeli 1.

**Tabela 1**

Kryteria oceny zużycia elementów budynków wielkopłytowych [1]

| Ocena | Zużycie techniczne elementu | Zakres działań                                                            |
|-------|-----------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| 1     | 2                           | 3                                                                         |
| 5     | 0-10%                       | Elementy wymagają remontów bieżących i konserwacji                        |
| 4     | 11-30%                      | Elementy wymagają napraw planowo-zapobiegawczych                          |
| 3     | 31-70%                      | Elementy wymagają naprawy gruntownej połączonej z wymianą                 |
| 2     | Ponad 70%                   | Elementy wymagają szczegółowej analizy przed podjęciem decyzji o remoncie |

Oznaki zbiorcze pozwalają na ocenę stanu zużycia całego elementu poprzez sumowanie oznak podstawowych.

Jako miernik zużycia technicznego elementów w oznakach zbiorczych przyjęto średnią, która operując liczbą poszczególnych ocen objawów pojedynczych oraz liczbą przeprowadzonych obserwacji określa stan techniczny elementów badanych w budynku. Ponadto przyjęto, że każdy z elementów kwalifikowanych do stanu surowego i wykończeniowego składa się z kilku warstw, których stan techniczny można ocenić odrębnie, a które w sumie dają ocenę stanu technicznego całego elementu w budynku.

Zastosowany układ indeksów daje możliwość kompleksowej oceny stanu technicznego elementów na podstawie oceny stanu technicznego poszczególnych jego warstw, a jednocześnie umożliwia ocenę stanu technicznego poszczególnych rodzajów(etapów) robót w budynku. W ten sposób otrzymuje się także ocenę stanu technicznego całego budynku.

Karty rejestracyjne objawów zużycia stropodachu i obróbek blacharskich wypełniono bezpośrednio na badanym elemencie. Badanie polegało na porównaniu stanu technicznego poszczególnych elementów z kryteriami zużycia i wpisaniu na tej podstawie oceny do karty rejestracyjnej.

#### V. Analiza i ocena

Dane uzyskane z kart rejestracyjnych i ankiety amieszczone w tzw. kartach ocen, które opracowano dla poszczególnych elementów.

Na podstawie poszczególnych ocen objawów zużycia pojedynczych elementów oraz liczby przeprowadzonych obserwacji określono średni (przeciętny) stan techniczny  $S_e$  stropodachu i obróbek blacharskich badanego budynku, według wzoru:

$$S_e = \frac{\sum_{k=2}^5 k \cdot p_k}{\sum_{k=2}^5 p_k} \quad (1)$$

gdzie:

$S_e$  – średni stan techniczny badanego elementu (budynek),

$k$  – oceny objawów zużycia pojedynczych elementów,

$p_k$  – liczba obserwacji poszczególnych ocen,

Średni stan techniczny badanego stropodachu wynosi:

$$S_e = \frac{5 \cdot 51 + 4 \cdot 53 + 3 \cdot 24 + 2 \cdot 12}{51 + 53 + 24 + 12} = 4,02 \quad (2)$$

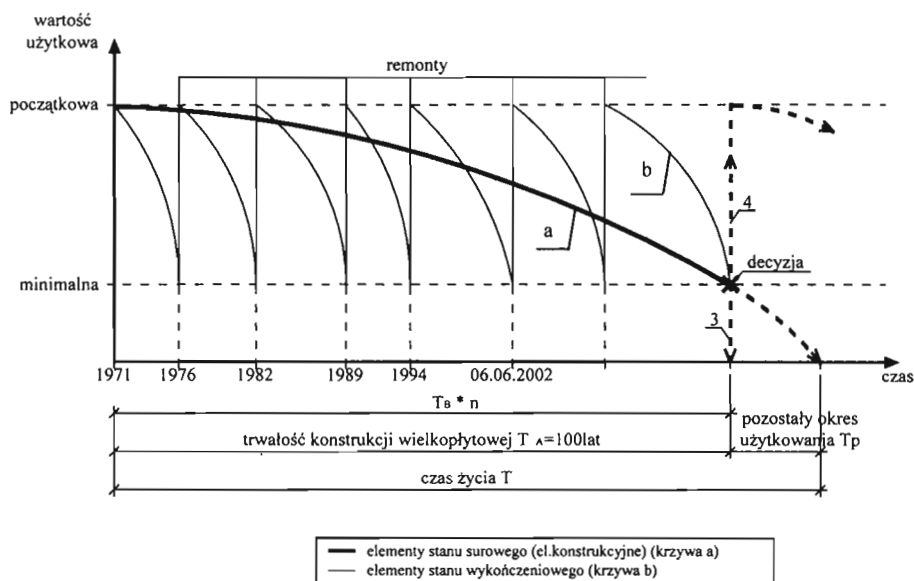


Konstrukcja stropodachu i inne elementy konstrukcyjne traktowane są jako trwałe i w czasie całego okresu użytkowania podlegają działaniom remontowym tylko w przypadku zużycia nagłego.

Okres trwałości pokrycia papowego i obróbek blacharskich (2-12 lat) jest znacznie krótszy od okresu trwałości konstrukcji stropodachu (120 lat). W związku z tym, w czasie użytkowania stropodachu, pokrycie papowe i obróbki blacharskie muszą być wielokrotnie wymieniane.

#### 4. Prognozowanie trwałości budynków wielkopłytowych

Opisany wyżej charakter zmian wartości użytkowych stropodachu można przypisać całemu budynkowi (rys. 3.).



**Rys. 3.** Zmiany wartości użytkowych elementów stanu surowego oraz elementów stanu wykończeniowego budynku wielkopłytoowego

Elementy stanu wykończeniowego (krzywa b) wymagają, w okresie trwałości T<sub>A</sub> budynku wielkopłytoowego (T<sub>A</sub>=100 lat dla budynku wielkopłytoowego; krzywa a), wielokrotnych działań naprawczych, w odstępach czasu równych trwałości T<sub>B</sub> poszczególnych elementów wykończeniowych. Po upływie przyjętego okresu

trwałości  $T_A$  budynku należy, na podstawie przeprowadzonych analiz ekonomicznych i analiz stanu technicznego, ustalić, czy budynek będzie podlegał *rozbiórce* (prosta 3), czy będzie poddany odpowiednim *zabiegom remontowym* (krzywa 4).

Podjęcie decyzji:

- o *rozbiórce* – oznacza spadek wartości użytkowych budynku poniżej dopuszczalnego minimum (zużycie techniczne wynosi ponad 70%); koszty utrzymania przewyższają koszty wybudowania nowego budynku,
- o *przeprowadzeniu remontu* – oznacza przywrócenie pierwotnych wartości użytkowych elementów budynku i przyjęcie pozostałego okresu użytkowania.

Do przyjęcia powyższej decyzji można wykorzystywać wymagany, przewidywany lub projektowany okres użytkowania podany w tabeli 2.

Przyjęty okres trwałości elementów stanu surowego (elementów konstrukcyjnych)  $T_A$  oraz elementów stanu wykończeniowego  $T_B$  może być krótszy. Przyczyną skrócenia tego okresu może być przyspieszone zużycie techniczne budynku, stwierdzone za pomocą metod opisanych w pracy [3] lub zużycie moralne.

Decyzja o dalszych losach budynków wielkopłytowych będzie dotyczyła w przyszłości 772 budynków znajdujących się w zasobach spółdzielczych i komunalnych.

Po upływie przyjętego okresu użytkowania, w obrębie każdej zarządzającej jednostki, znajdzie konieczność przeprowadzenia badania stanu technicznego wszystkich budynków wielkopłytowych, gdyż decyzja o dalszych losach będzie podejmowana indywidualnie dla każdego budynku.



**Tabela 2**

Okresy trwałości elementów stanu surowego  $T_A$  i stanu wykończeniowego  $T_B$  budynków wielkopłytowych [6]

| Elementy stanu surowego (grupa A)            | Trwałość $T_A$ w latach | Elementy stanu wykończeniowego (grupa B)                  | Trwałość $T_B$ w latach |
|----------------------------------------------|-------------------------|-----------------------------------------------------------|-------------------------|
| 1                                            | 2                       | 3                                                         | 4                       |
| <b>1. Przegrody pionowe</b>                  |                         | <b>1. Wykończenie zewnętrzne elementów stanu surowego</b> |                         |
| <u>1.1. Stan zerowy</u>                      |                         | <u>1.1. Stolarka zewnętrzna</u>                           |                         |
| 1.1.1. Fundament                             | 200                     | 1.1.1. Okienna                                            |                         |
| 1.1.2. Ściany piwnic zew. podłużne           | 150                     | 1.1.1.1. Okna w mieszkaniach                              | 40                      |
| 1.1.3. Ściany piwnic zew. szczytowe          | 150                     | 1.1.1.2. Okna balkonowe                                   | 40                      |
| 1.1.4. Ściany piwnic wew. nośne              | 150 – 200               | 1.1.1.3. Okna klatek schodowych i korytarzy               | 32                      |
| 1.1.5. Ściany piwnic wew. działowe           | 50 – 100                | 1.1.1.4. Okna pralni i suszarni                           | 27                      |
| <u>1.2. Kondygnacje powtarzalne</u>          |                         | 1.1.1.5. Okna piwnic                                      | 27                      |
| 1.2.1. Ściany zew. podłużne                  | 150                     | 1.1.2. Drzwiowa                                           |                         |
| 1.2.2. Ściany zew. szczytowe                 | 150                     | 1.1.2.1. Drzwi balkonowe                                  | 28                      |
| 1.2.3. Ściany wew. nośne                     | 150 – 200               | 1.1.2.2. Drzwi wejściowe do budynku                       | 24                      |
| 1.2.4. Ściany wew. działowe                  | 50 – 100                | <u>1.2. Powłoki zewnętrzne</u>                            |                         |
| <b>2. Przegrody poziome</b>                  |                         | 1.2.1. Faktury                                            |                         |
| <u>2.1. Przegrody międzykondyg. (stropy)</u> | 130 – 150               | 1.2.1.1. Tynki zewnętrzne                                 | 24                      |
| <u>2.2. Stropodach</u>                       | 120                     | 1.2.1.2. Inne faktury                                     | 8 – 72                  |
| <b>3. Komunikacja (schody)</b>               | 120 – 150               | 1.2.2. Malowanie                                          |                         |
| <b>4. Złącza elementów</b>                   | 70                      | 1.2.2.1. Na tynku (zewnętrzne)                            | 4                       |
|                                              |                         | 1.2.2.2. Na stolarce (zewnętrzne)                         | 4                       |
|                                              |                         | <u>1.2.3. Pokrycie dachowe</u>                            |                         |
|                                              |                         | 1.2.3.1. Papowe                                           | 2 – 12                  |
|                                              |                         | 1.2.3.2. Inne                                             |                         |
|                                              |                         | <u>1.3. Elementy blacharskie</u>                          |                         |
|                                              |                         | 1.3.1. Rynny                                              | 24                      |
|                                              |                         | 1.3.2. Rynny spustowe                                     | 24                      |
|                                              |                         | 1.3.3. Obróbki blacharskie                                | 24                      |

## 5. Podsumowanie

Określenie trwałości budynków mieszkalnych należy do zadań trudnych. Brak wiarygodnych modeli matematycznych, które w powiązaniu z wynikami oceny stanu technicznego obiektu budowlanego pozwalałyby określać kinetykę zużycia się budynku w warunkach oddziaływania różnorodnych wpływów zewnętrznych. Modele normowe mają ograniczoną przydatność z uwagi na duże rozbieżności wyników analiz teoretycznych ze stanem faktycznym [5].

Określenie stanu technicznego budynku mieszkalnego stanowi ważne ogniwo w procesie utrzymania budynku. Wyniki kompleksowej diagnostyki budynku z zastosowaniem metody wizualnej pozwalają oszacować stopień zużycia poszczególnych jego elementów. Ocena stopnia zużycia technicznego budynku (grupy budynków) na podstawie zużycia jego elementów (budynków) składowych pracy daje podstawę do następujących działań:

- prognozowania trwałości budynków mieszkalnych wielkopłytowych,
- ustalania wielkości i częstotliwości działań naprawczych,
- planowania wielkości niezbędnych nakładów finansowych.

Biorąc pod uwagę pracochłonność stosowania metody objawowej złożonej trzeba stwierdzić, że zachodzi potrzeba prowadzenia dalszych badań i prac nad jej poprawą, udoskonaleniem i zastosowaniem do celów weryfikacji trwałości budynków wielkopłytowych.

## Literatura

1. Kalinowska H.: Rejestracja technicznych i ekonomicznych problemów utrzymania budynków mieszkalnych metodą reprezentatywną. SOSPGM Łódź, 1982.
2. Ściślewski Z., Suchan M.: Trwałość i utrzymanie budynków wielkopłytowych, Konferencja Naukowo-Techniczna ITB, Mrągowo 3-5 listopada 1999r.
3. Sulewski J.: Przegląd metod oceny stopnia zużycia technicznego obiektów budowlanych. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej Budownictwo Nr 20/2000.
- 4.. Sulewski J.: Inwentaryzacja techniczna zasobów budynków mieszkalnych zrealizowanych w technologii OWT na terenie Białegostoku. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej Budownictwo Nr 25/2004

5. Ślusarek J.: Model prognozowania trwałości obiektów budowlanych. VIII Polska Konferencja Naukowo-Techniczna. Fizyka budowli w teorii i praktyce. Łódź, 2001
6. Zalewski S. i inni.: Remonty budynków mieszkalnych. Arkady Warszawa, 1995.

## **FORECASTING OF DURABILITY OF ELEMENTS OF GREAT-PANEL BUILDINGS**

**Summary:** The visual method for evaluation of technical condition of great-panel apartment buildings is presented in this study. The course and results of examinations of one selected element of great-panel building is shown. On the basis of test results of ventilated non-usable attic, the possibility of applying this method for forecasting of durability of building and their elements constructed in OWT technology system has been analyzed.

**Key words:** apartment building, great-panel technology, durability of building

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/2002



Wiaczesław Ulasiewicz<sup>1</sup>, Zinaida Ulasiewicz<sup>1</sup>, Michał Bołtryk<sup>2</sup>

## DOMIESZKA DO BETONU NA BAZIE TORFOWYCH SUBSTANCJI ORGANICZNYCH

**Streszczenie:** Przedstawiono wyniki badań nad domieszką chemiczną, uzyskaną z surowców kopalnych o niskim stopniu uwęglenia, takich jak torf czy węgiel huminowy. Domieszkę pod nazwą STG stanowi roztwór kwasów huminowych oraz soli rozpuszczalnych typu humitów (fulwenów sodu) powstałych w wyniku oddziaływania roztworu alkalicznego NaOH na odpadowy pył torfowy. Domieszka nadaje mieszance właściwości uplastyczniające i przyspiesza proces twardnienia betonów cementowych. Badania przeprowadzono w ramach umowy o współpracy pomiędzy Brzeskim Państwowym Uniwersytetem Politechnicznym a Politechniką Białostocką.

**Słowa kluczowe:** domieszka do betonu, beton cementowy

### 1. Wstęp

Kopalne paliwa stałe o niskim stopniu uwęglenia, powstałe przez naturalny rozkład (torfienie) mchów, traw, trzcin i innych roślin błotnych, zawierają co najmniej 50% substancji organicznych (kwasów huminowych, bitumin, protein, lignin i celulozy) oraz do 40-50% substancji mineralnych w stosunku do całej masy suchej. Wielkością charakteryzującą postępowanie procesu torfienia substancji roślinnych jest procentowa zawartość humusu w torfie. Humus (inaczej kwas humusowy) stanowi bezpostaciową masę, która nadaje masie torfowej zabarwienie brązowe lub czarne. Makroskopowe i mikroskopowe metody oznaczania stopnia rozkładu roślinności bagiennej polegają na oddzieleniu humusu od części nierozłożonych i oszacowaniu ich stosunku ilościowego.

---

<sup>1</sup> Brzeski Państwowy Uniwersytet Politechniczny

<sup>2</sup> Politechnika Białostocka

Kwas humusowy, składnik grupowy torfu lub węgla brunatnego, stanowi produkt przemiany chemicznej ligniny. Pod względem chemicznym jest to mieszanina wielocząsteczkowych, cyklicznych kwasów o masie molowej 1000÷1500 g/mol, zawierających również inne grupy funkcyjne (karbonylową, metoksylową oraz tlen w związkach heterocyklicznych) o składzie elementarnym: C - 56÷70%, H - 3,3÷6,2%, O - 24÷33%, niewielkie ilości azotu i siarki – około 1%. Kwasy humusowe wydobywają się z torfu lub węgla brunatnego przez ekstrakcję rozcieńczonymi alkalicznie, po uprzednim usunięciu składników mineralnych kwasami solnymi i bitumów mieszaniną alkoholu i benzenu. Kwasy huminowe nie rozpuszczają się w rozpuszczalnikach organicznych [1].

W tabelicy 1 przedstawiono orientacyjną zawartość substancji organicznych w surowcach kopalnych.

**Tablica 1**

Procentowa zawartość substancji organicznych w kopalniskach energetycznych

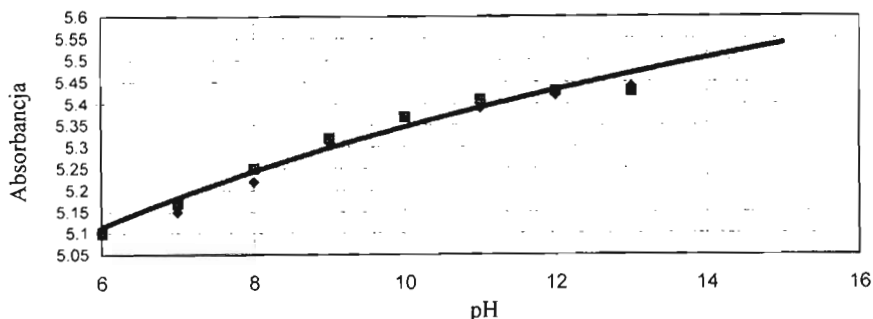
| Grupa substancji organicznych | Torf | Miękki węgiel brunatny | Twardy węgiel brunatny | Węgiel kamienny |
|-------------------------------|------|------------------------|------------------------|-----------------|
| Bituminy (lipidy)             | 8    | 12                     | 6                      | 5               |
| Lignina (polisacharydy)       | 29   | 3                      | -                      | -               |
| Kwasy huminowe (humit)        | 47   | 65                     | 22                     | -               |
| Humin                         | 16   | 20                     | 72                     | 95              |

W procesie wydobycia węgla brunatnego lub torfu powstają odpady w postaci cząstek pylistych, które przedostając się do wód gruntowych trafić mogą później do zbiorników z wodą pitną. Przy określonej koncentracji kwas humusowy może silnie zabarwić wodę, a taka woda trudno poddaje się biologicznemu oczyszczaniu. Proponowana metoda pozyskiwania z odpadów huminowych domieszki do betonu ma więc nie tylko znaczenie technologiczne, lecz również ekologiczne.

## 2. Wyniki badań

Domieszka STG występuje w postaci ciemnobrazowej ciekłej zawiesiny, jest bezpieczna pod względem ekologicznym – nie posiada właściwości żrących i jest niepalna [2].

Zależność absorpcji domieszki od wartości wskaźnika wodorowego pH przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Zależność absorpcji od pH w zależności od dodatku domieszki STG

Skład domieszki STG stanowią głównie kwasy humusowe, a także sole typu humit i fulwen sodu powstałych w wyniku oddziaływania roztworu alkalicznego NaOH na pył torfowy. Procentowa zawartość substancji organicznych w zależności od zawartości NaOH przy pH równym (8,5, ..., 12) wynosi od 6 do 8% zawiesiny torfowej. Biologiczną aktywność kwasów huminowych w roztworze STG określają grupy chinowe, fenole i grupy karboksylowe. STG wpływa korzystnie na właściwości reologiczne mieszanki betonowej. Właściwości przyspieszające proces twardnienia betonu zapewniają w domieszce STG sole organiczne typu humit i fulwen sodu, wykazujące właściwości elektrolityczne, co potwierdzono badaniami nad przewodnością elektryczną domieszki, równą 1280 mS.

Przeprowadzono badania nad kinetyką przyrostu wytrzymałości betonu na ściskanie z domieszką STG w warunkach naturalnych (po 1, 3, 7, 14 i 28 dniach), a także w warunkach obróbki cieplnej (TOC). Wyniki z badań zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2

Kinetyka narastania wytrzymałości betonu na ściskanie

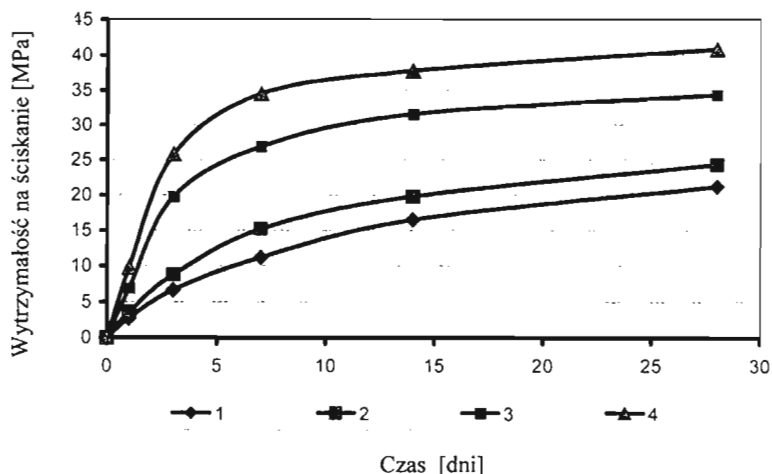
| Skład betonu |             | W/C  | Rodzaj betonu      | Wytrzymałość na ściskanie po dniach, MPa |      |      |      |      | TOC  |
|--------------|-------------|------|--------------------|------------------------------------------|------|------|------|------|------|
| Cement       | C:P:Ż       |      |                    | Warunki naturalne                        |      |      |      |      |      |
|              |             |      |                    | 1                                        | 3    | 7    | 14   | 28   |      |
| 385          | 1:1,70:3,04 | 0,53 | 1) kontrolny       | 2,7                                      | 6,1  | 10,1 | 16,5 | 21,2 | 17,0 |
|              |             | 0,52 | 2) z domieszką STG | 3,6                                      | 9,3  | 13,2 | 19,8 | 25,9 | 19,5 |
| 478          | 1:1,08:2,55 | 0,41 | 3) kontrolny       | 6,7                                      | 19,8 | 26,9 | 31,6 | 34,3 | -    |
|              |             | 0,39 | 4) z domieszką STG | 8,8                                      | 27,6 | 34,5 | 37,7 | 40,8 | -    |

C - cement, P - piasek, Ż - żwir

Z tabeli 2 wynika, że przyrost wytrzymałości na ściskanie betonu z domieszką STG przy stałym W/C, po 1 dniu, wynosi ponad 20%. Wraz ze wzrostem zawartości cementu w betonie wytrzymałość na ściskanie zwiększa się nawet o 35%. Domieszka STG przyspiesza więc narastanie wcześniej wytrzymałości na ściskanie świeżego betonu. Jednocześnie przejawia właściwości uplastyczniające, co pozwala poprawić urabialność, zagęszczalność i jednorodność mieszanki betonowej podczas układania jej do form i zagęszczania.

Ponadto domieszka STG powoduje nieznaczne wydłużenie początku twardnienia betonu o około 20 min. Właściwości uplastyczniające mieszanki betonowej z domieszką STG następują bezpośrednio po zarobieniu wodą suchych składników betonu.

Na rysunku 2. przedstawiono kinetykę narastania wytrzymałości betonów na ściskanie na podstawie wyników z badań zamieszczonych w tabelicy 2.



**Rys. 2.** Wpływ domieszki STG na wytrzymałość na ściskanie betonu o różnej zawartości cementu (1 i 2 – 385 kg/m<sup>3</sup>; 3 i 4 – 478 kg/m<sup>3</sup>); 1 i 3 – próbki kontrolne; 2 i 4 – próbki z domieszką STG

### 3. Wnioski

1. Uzyskano domieszkę chemiczną STG do betonu na bazie odpadowych pyłów torfowych, stanowiącą zawiesinę kwasów humusowych oraz soli rozpuszczalnych typu humit i fulwen sodu.



2. Domieszka STG nadaje mieszance właściwości uplastyczniające i przyspiesza proces twardnienia betonów cementowych.
3. Zarówno skuteczność działania domieszki STG jak i jej ekologiczny charakter wytwarzania pozwalają rekomendować ją po dodatkowych badaniach laboratoryjnych do powszechnego stosowania.

#### **4. Literatura**

- [1] Jasiczak J., Mikołajczyk P.: Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami. Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań 1997
- [2] Ulasiewicz W.P., Ulasiewicz Z. N.: Konstrukcyjny beton z dodatkami STG. BPI, 000FORT, Brześć, 1997

### **THE ADDITIVE FOR CONCRETE ON A BASIS OF PEAT GUMIN SUBSTANCES**

**Summary:** The experimental – theoretical results of researches are stated with the purpose of reception of the chemical additive for concrete on the basis of peat gumin substances. The additive STG is a solution of various functional gumin groups of acids and their soluble salts received by influence on a peat dust with a solution of alkali NaOH. It is recommended as the accelerator hardening of compositions of cement with additional plastic effect. It is effective at preparation of concrete mixes.

**Key words:** the chemical additive, concrete of cement

Artykuł został zrealizowany w ramach pracy S/IIB/1/2002.



E. K. Zavadskas, R. Ginevičius, A. Andruškevičius<sup>1</sup>

## A MODEL OF CONSTRUCTION WORK SCHEDULING

**Abstract:** A scheduling model of construction activities aimed at choosing the most rational alternative based on a compromise solution has been constructed. In this process, the choice of the best option and the elicitation of the preference order of the available alternatives are made with due regard for a number of efficiency criteria often possessing different dimensions.

The technique developed has been successfully used in many practical applications. It may be considered an efficient and promising method of solving complicated construction problems.

**Keywords:** Construction, organization, scheduling, alternatives, multiobjective optimization.

### 1. Introduction

Organization of construction work as an essential function of the management unit of a construction enterprise is aimed to ensure the systematic work of production units during a particular period of time. The efficient use of building equipment and labour force as well as a rhythmical pace of erection and assembly of buildings meeting the schedule largely depend on the organization of construction work.

In order to ensure an efficient organization of various construction processes, a construction enterprise should:

- provide specialization and sufficient capacities of particular production units [1];
- keep a balance between the capacities of various production units in order to fulfill the plan [2];

---

<sup>1</sup> Vilnius Gediminas Technical University, Lithuania

- ensure the cooperation of particular units in terms of time and space, keeping strictly to the established order and duration of operations and combining them in order to complete a job in the scheduled time [3,4].

These measures may help to maintain a continuous and highly efficient operation of a construction organization and its production units ensuring even distribution of resources in a particular period of time and keeping to the schedule. The above parameters may be quantitatively evaluated by means of various indices [4, 5, 6, 7].

These problems were considered by a number of authors [8, 9, 10]. The present paper is focussed on the development of methods of modelling the alternatives of construction work scheduling, taking into account feasible compromise decisions aimed to reduce the construction time, the number of workers and cost of construction and to increase labour productivity.

## 2. Problem formulation

Streaming approach in construction implies that the work is split into the particular streams. The pace of the stream depends on the proper use of labour force and other resources, depending in its turn on the choice of the best alternative of scheduling the construction processes. General methods of choosing the proper alternative presenting the sequence of operations based on the multiobjective optimization approach [11, 12] are described below.

To make a decision about ‘the best’ scheduling alternative, a matrix of connections  $c$  between the technological processes  $k = \overline{1, l}$  has been constructed (Table 1).

Table 1

Matrix  $C$

|     | 1   | 2   | 3   | ... | $k$ | ... | $l$ |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 1   | -   | 1   | 1   | ... | 0   | ... | 1   |
| 2   | 0   | -   | 0   | ... | 1   | ... | 1   |
| 3   | 0   | 1   | -   | ... | 0   | ... | 0   |
| ... | ... | ... | ... | -   | ... | ... | ... |
| $k$ | 1   | 0   | 1   | ... | -   | ... | 1   |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... | -   | ... |
| $l$ | 0   | 0   | 1   | ... | 0   | ... | -   |

In this matrix, “1” is written down if a technological process  $k$  may be performed prior to  $k \pm 1$ , otherwise, “0” is entered.

Then, a rearrangement matrix of the alternatives of building processes ( $\Pi$ ) is constructed  $\pi = l$  (Table 2).

**Table 2**

Matrix  $\Pi$

|                                      |          |            |            |            |            |            |          |
|--------------------------------------|----------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| <i>Rearrangement of alternatives</i> | <i>l</i> | <i>2</i>   | <i>3</i>   | <i>.</i>   | <i>k</i>   | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>l</i>                             | <i>l</i> | <i>2</i>   | <i>3</i>   | <i>.</i>   | <i>k</i>   | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>2</i>                             | <i>2</i> | <i>1</i>   | <i>3</i>   | <i>.</i>   | <i>k</i>   | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>3</i>                             | <i>3</i> | <i>1</i>   | <i>2</i>   | <i>.</i>   | <i>k</i>   | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>.</i>                             | <i>.</i> | <i>.</i>   | <i>.</i>   | <i>...</i> | <i>.</i>   | <i>...</i> | <i>.</i> |
| <i>k</i>                             | <i>k</i> | <i>1</i>   | <i>2</i>   | <i>.</i>   | <i>k-1</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>.</i>                             | <i>.</i> | <i>.</i>   | <i>.</i>   | <i>...</i> | <i>.</i>   | <i>...</i> | <i>.</i> |
| $\pi$                                | <i>l</i> | <i>l-1</i> | <i>l-2</i> | <i>.</i>   | <i>l-k</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> |

Basing ourselves on the data from the connectivity matrix of  $C$  and  $\Pi$ , we can construct the final matrix  $B$  of technologically feasible alternatives (Table 3).

**Table 3**

Matrix  $B$

|                                |                                                   |          |          |            |          |            |          |
|--------------------------------|---------------------------------------------------|----------|----------|------------|----------|------------|----------|
| <i>Scheduling alternatives</i> | <i>Preference order of construction processes</i> |          |          |            |          |            |          |
| <i>l</i>                       | <i>2</i>                                          | <i>1</i> | <i>3</i> | <i>.</i>   | <i>k</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>2</i>                       | <i>3</i>                                          | <i>1</i> | <i>2</i> | <i>.</i>   | <i>k</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>3</i>                       | <i>3</i>                                          | <i>2</i> | <i>1</i> | <i>.</i>   | <i>k</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> |
| <i>.</i>                       | <i>.</i>                                          | <i>.</i> | <i>.</i> | <i>...</i> | <i>.</i> | <i>...</i> | <i>.</i> |
| <i>i</i>                       | <i>3</i>                                          | <i>2</i> | <i>1</i> | <i>.</i>   | <i>l</i> | <i>.</i>   | <i>k</i> |
| <i>.</i>                       | <i>.</i>                                          | <i>.</i> | <i>.</i> | <i>...</i> | <i>.</i> | <i>...</i> | <i>.</i> |
| <i>m</i>                       | <i>l</i>                                          | <i>1</i> | <i>2</i> | <i>.</i>   | <i>3</i> | <i>.</i>   | <i>k</i> |

The calculations of the values of the efficiency criteria characterizing organizational and technological performance of alternatives  $i$  ( $i = \overline{1, m}$ ) are given below. The computation is made according to the following expressions [10]:

1) Rate of the stream of operations:

$$V = \frac{\text{number of fields of operations}}{\text{overall duration}} = \frac{m}{T}; \tag{1}$$

2) Production capacity of the stream of operations:

$$W = \frac{\text{area of a building}}{\text{overall duration}} = \frac{F_{np}}{T}; \tag{2}$$

3) Productivity of the stream of operations:

$$P = \frac{\text{area of the building}}{\text{total labour input}} = \frac{F_{np}}{Q}; \quad (3)$$

4) Unit labour input in building construction

$$q = \frac{\text{total labour input}}{\text{area}} = \frac{Q}{F_{np}}; \quad (4)$$

5) Total time of construction  $T$

6) Duration of work in a particular field of operations

$$H = \frac{T}{m}; \quad (5)$$

7) Time coupling coefficient of operations

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^m t_i - T}{\sum_{i=1}^m t_i - t_{\max}}; \quad (6)$$

8) Coefficient of even distribution of labour force in the process of construction

$$K_p = \frac{R_{\max}}{R_{cp}}; \quad (7)$$

where  $R_{cp}$  – average calculated number of workers employed during the whole construction period.

$$R_{cp} = \frac{Q}{T}; \quad (8)$$

Based on the data obtained in the calculations by formulas (1) ÷ (8), the matrix  $P$  of the preference order of technological processes to be performed (decision-making matrix) may be constructed (Table 4).

Table 4

Matrix P

| Scheduling alternatives | Criteria of efficiency |          |          |     |          |     |          |
|-------------------------|------------------------|----------|----------|-----|----------|-----|----------|
|                         | $X_1$                  | $X_2$    | $X_3$    | .   | $X_l$    | .   | $X_n$    |
| $B_1$                   | $X_{11}$               | $X_{12}$ | $X_{13}$ | .   | $X_{1l}$ | .   | $X_{1n}$ |
| $B_2$                   | $X_{21}$               | $X_{22}$ | $X_{23}$ | .   | $X_{2l}$ | .   | $X_{2n}$ |
| $B_3$                   | $X_{31}$               | $X_{32}$ | $X_{33}$ | .   | $X_{3l}$ | .   | $X_{3n}$ |
| .                       | .                      | .        | .        | ... | .        | ... | .        |
| $B_i$                   | $X_{i1}$               | $X_{i2}$ | $X_{i3}$ | .   | $X_{il}$ | .   | $X_{in}$ |
| .                       | .                      | .        | .        | ... | .        | ... | .        |
| $B_m$                   | $X_{m1}$               | $X_{m2}$ | $X_{m3}$ | .   | $X_{ml}$ | .   | $X_{mn}$ |

In the matrix  $P = [X_{ij}]$ , ( $i = \overline{1,m}, j = \overline{1,n}$ ) the criteria of efficiency are of different dimensions, therefore the above matrix should be converted into a dimensionless matrix  $\overline{P}$  (Table 5). The transformation is performed in the following way. A row is added to matrix P where 'the best' of the obtained efficiency criteria values (the minimum or maximum values) are recorded. The transformation of matrix P into matrix  $\overline{P} = [\overline{X}_{ij}]$ , ( $i = \overline{1,m}, j = \overline{1,n}$ ) is made by using the expressions:

$$\overline{X}_{ij} = \frac{X_{ij}^{\min}}{X_{ij}} \tag{9}$$

$$\overline{X}_{ij} = \frac{X_{ij}}{X_{ij}^{\max}} \tag{10}$$

(the values  $X_{ij}^{\min}$  and  $X_{ij}^{\max}$  are the best of the obtained results).

As a result of transformation, a normalized matrix  $\overline{P}$  is constructed.

Table 5

Matrix  $\overline{P}$

| Scheduling alternatives | Criteria of efficiency |                     |                     |     |                     |     |                     |
|-------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----|---------------------|-----|---------------------|
|                         | $X_1$                  | $X_2$               | $X_3$               | .   | $X_l$               | .   | $X_n$               |
| $B_1$                   | $\overline{X}_{11}$    | $\overline{X}_{12}$ | $\overline{X}_{13}$ | .   | $\overline{X}_{1l}$ | .   | $\overline{X}_{1n}$ |
| $B_2$                   | $\overline{X}_{21}$    | $\overline{X}_{22}$ | $\overline{X}_{23}$ | .   | $\overline{X}_{2l}$ | .   | $\overline{X}_{2n}$ |
| $B_3$                   | $\overline{X}_{31}$    | $\overline{X}_{32}$ | $\overline{X}_{33}$ | .   | $\overline{X}_{3l}$ | .   | $\overline{X}_{3n}$ |
| .                       | .                      | .                   | .                   | ... | .                   | ... | .                   |
| $B_i$                   | $\overline{X}_{i1}$    | $\overline{X}_{i2}$ | $\overline{X}_{i3}$ | .   | $\overline{X}_{il}$ | .   | $\overline{X}_{in}$ |
| .                       | .                      | .                   | .                   | ... | .                   | ... | .                   |
| $B_m$                   | $\overline{X}_{m1}$    | $\overline{X}_{m2}$ | $\overline{X}_{m3}$ | .   | $\overline{X}_{ml}$ | .   | $\overline{X}_{mn}$ |

In the cases when the weight of the efficiency criteria  $q_j, j = \overline{1, n}, \sum_{j=1}^n q_j = 1$  is known, the respective values  $x_{ij}$  are multiplied by the values  $q_j$ . As a result, the matrix  $\hat{P} = [q_j][\overline{X_{ij}}] = [\hat{X}_{ij}], i = \overline{1, m}, j = \overline{1, n}$  (Table 6) is constructed.

Table 6

Matrix  $\hat{P}$

| Scheduling alternatives | Criteria of efficiency |                |                |     |                |     |                |
|-------------------------|------------------------|----------------|----------------|-----|----------------|-----|----------------|
|                         | $X_1$                  | $X_2$          | $X_3$          | ·   | $X_j$          | ·   | $X_n$          |
| $B_1$                   | $\hat{X}_{11}$         | $\hat{X}_{12}$ | $\hat{X}_{13}$ | ·   | $\hat{X}_{1j}$ | ·   | $\hat{X}_{1n}$ |
| $B_2$                   | $\hat{X}_{21}$         | $\hat{X}_{22}$ | $\hat{X}_{23}$ | ·   | $\hat{X}_{2j}$ | ·   | $\hat{X}_{2n}$ |
| $B_3$                   | $\hat{X}_{31}$         | $\hat{X}_{32}$ | $\hat{X}_{33}$ | ·   | $\hat{X}_{3j}$ | ·   | $\hat{X}_{3n}$ |
| ·                       | ·                      | ·              | ·              | ... | ·              | ... | ·              |
| $B_i$                   | $\hat{X}_{i1}$         | $\hat{X}_{i2}$ | $\hat{X}_{i3}$ | ·   | $\hat{X}_{ij}$ | ·   | $\hat{X}_{in}$ |
| ·                       | ·                      | ·              | ·              | ... | ·              | ... | ·              |
| $B_m$                   | $\hat{X}_{m1}$         | $\hat{X}_{m2}$ | $\hat{X}_{m3}$ | ·   | $\hat{X}_{mj}$ | ·   | $\hat{X}_{mn}$ |

The weight values may be determined by expertise or, in some cases, specified by a decision-maker (DM) [10, 11].

With the weight values known, the choice of the most rational alternative ( $B_i$ ) of work scheduling and determination of the preference order of alternatives are made by using the criterion of their distance from the ideal point  $K_{dip} (i = \overline{1, m})$  [12]. The closer the value of the criterion  $K_{dip}$  to one, the better is the work scheduling alternative.

Based on the obtained values  $K_{dip}$ , the preference order of the alternatives  $i (i = \overline{1, m})$  is determined:

$$\{\bar{B}_i\} = \{1 \dots i \dots m\} \tag{11}$$

Then, based on the preference order, the most favourable alternative for the actual operational environment is chosen.

The above technique may be used in the solution of problems associated with the choice of rational alternatives of scheduling technological processes in the construction of various buildings as well as in setting the production goals by construction management units, trusts and ministries.



When weights are unknown, the problem may be solved by using games theory methods [10, 13]. To solve the problems under uncertainty conditions, a decision support system relying on the criteria of the games theory has been developed [14,15].

### **3. Conclusions**

A scheduling model of construction activities aimed at choosing the most rational alternative based on a compromise solution has been constructed. In this process, the choice of the best option and the elicitation of the preference order of the available alternatives are made with due regard for a number of efficiency criteria often possessing different dimensions.

The technique developed has been successfully used in many practical applications. It may be considered an efficient and promising method of solving complicated construction problems.

### **References**

- [1] Ginevičius R.: Situational analysis and formation of organizational and management units of construction companies. Vilnius: Technika, 1996 (in Lithuanian).
- [2] Ruchjov A. P.: Assessing the level of construction organization. *Izv. Vuzov. Construction*, 1998, N 6, p. 70-72.
- [3] Kaplinski O.: Modelling of construction processes. A managerial approach. Warszawa, 1997.
- [4] Zavadskas K., Dejus T., Tamošaitis R.: Modelling of engineering and organizational-technological solutions in construction. Vilnius, 1988.
- [5] Andruškevičius A., Sadauskas V., Tamošaitis R., Zavadskas E.: Increasing the rhythmic pace of repair and construction processes. Vilnius: LitNIINTI, 1994 (in Lithuanian).
- [6] Zavadskas E., Kaklauskas A., Ginevičius R.: Increasing efficiency of construction. In: Proceedings of International Symposium "Modern Project Management". St. Petersburg, 1995, p. 337-339.
- [7] Afanasjev A., V.: Streaming of construction processes. Leningrad: Stroyizdat, 1990 (in Russian).

- [8] Z.Hejducki, J.Mrozowisz. Stream methods of construction work organization: an introduction to the problem. Engineering, Construction and Architectural Management. Vol. 8, N 2, 2001, p. 80-89.
- [9] Z.Hejducki. Scheduling model of construction activity with time couplings. Journal of Civil Engineering and Management. 2003, Vol. 9, N 4, p.284-291.
- [10] F. Peldschus, E. K. Zavadskas. Matrix games in construction technology and management. Vilnius: Technika, 1997 (in Lithuanian).
- [11] Zavadskas E. K.: Complex evaluation and choice of resource-saving decisions in construction. Vilnius: Mokslas, 1987 (in Lithuanian).
- [12] Hwang C.L., Yoon K. Multiple attribute decision making. Methods and Applications. Springer-Verlag: Berlin, Heidelberg. New York, 1981.
- [13] E.K.Zavadskas, F.Peldschus, L.Ustinovicus, Z.Turskis. Game theorie in construction technology and management. Vilnius: "Technika", 2004 (In Lithuanian).
- [14] E.K.Zavadskas, L.Ustinovičius, Z.Turskis, F.Peldschus, O.Messing. LEVI-3.0 Multiple criteria evaluation program for construction solution. Journal of Civil Engineering and Management. 2002, Vol. 8, N 3, p.184-191.
- [15] E.K.Zavadskas, L.Ustinovičius, F.Peldschus. Development of software for multiple criteria evaluation. Informatica. 2003, Vol.14, N.2, p. 259-272.

## **MODELOWANIE PLANOWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH**

**Streszczenie:** Artykuł przedstawia metodę modelowania wyboru optymalnych rozwiązań realizacji określonego procesu budowlanego, wykorzystującą optymalizację wielokryterialną. Jest to klasyczne podejście dla tzw. szkoły litewskiej, reprezentowanej przez prof. E. Zavadskasa i jego współpracowników. Przedstawiona metoda jest efektywna i pomocna w rozwiązywaniu złożonych problemów budowlanych.

**Słowa kluczowe:** budowa, organizacja, szeregowanie (wybieranie), wielokryterialność, optymalizacja