

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

BUDOWNICTWO

Zeszyt 23



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2003

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

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Michał Bołtryk – 12, 16
prof. zw. dr hab. inż. Jan Bródka – 13
dr hab. inż. Maria Fiertak, prof. PK – 9
dr hab. Henryka Kalinowska – 22
prof. dr hab. inż. Stanisław Kamiński – 18
dr hab. inż. Henryk Karuze, prof. PSI. – 7
dr hab. inż. Zdzisław Kurowski, prof. WAT – 2, 3
dr hab. inż. Jan Norwicz, prof. AGH – 8, 21, 24
prof. dr hab. inż. Jerzy Piłat – 19, 20
prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk – 23
dr inż. Stefan Pyrak – 10, 11
prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz – 14, 15
dr hab. inż. Zbigniew Szcześniak – 4
prof. zw. dr hab. inż. Rościsław Tribińko – 1, 17
prof. dr hab. inż. Grzegorz Wieczorek – 6
prof. dr hab. inż. Lech Wysokiński – 5

Opracowanie redakcyjne:
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2003

ISSN 0239-569X

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

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

Spis treści

1. Beata Backiel-Brzozowska, Michał Boltryk, Vadim Nikitin – Modelowanie związków pomiędzy niektórymi czynnikami technologicznymi oraz wytrzymałością na ściskanie ceramiki ściennej	7
2. Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Rościsław Tribillo – Metody pasywnej wibroizolacji budynków w zakresie eliminacji wpływu drgań komunikacyjnych	21
3. Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Rościsław Tribillo – Redukcja oddziaływań dynamicznych, generowanych ruchem pojazdów kołowych, na budowie inżynierskie	33
4. Wojciech Gosk – Badanie stabilności i zbieżności rozwiązań różnicowych problemu drgań belek sprężystych	47
5. Irena Ickiewicz – Analiza modelu termicznego przemarzania gruntów wysadzinowych	61
6. Walery Jezierski, Natalia Kuznecova, Jarosław Sulima – Paroprzepuszczalność zaprawy cementowej z dodatkami fosforanu sodu	75
7. Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska – Właściwości cieplne płyt wełny mineralnej w wentylowanych elewacjach budynków przy oddziaływaniu wiatru	83
8. Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Wiesław Sarosiek – Wpływ stelaża mocującego w elewacjach wentylowanych na pole temperatury ścian zewnętrznych	93
9. Marta Kosior-Kazberuk – Ocena mrozoodporności betonu zgodnie z wymogami nowej normy europejskiej	103
10. Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribillo – Destrukcyjny wpływ temperatury na konstrukcję ścian zewnętrznych zbiorników warzelnianych	229
11. Janusz Krentowski, Piotr Michalczyk, Rościsław Tribillo – Problem szczelności grubych powłok walcowych	131
12. Małgorzata Lelusz – Identyfikacja zjawisk zachodzących w strukturze porowatości betonów cementowych w procesie ich cyklicznego zamrażania i rozmrażania	145
13. Ireneusz Ligocki – Badanie ram przechyłowych w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych, stanowiska i elementów próbnych	157

14. Jarosław Malesza, Mikołaj Syczewski – Metoda badania zewnętrznych węzłów ram żelbetowych	171
15. Jarosław Malesza, Mikołaj Syczewski – Sposoby kotwienia prętów zbrojenia w zewnętrznych węzłach ram	181
16. Dorota Małaszkievicz – Wpływ superplastyfikatorów na ciepło hydratacji wybranych cementów powszechnego użytku	191
17. Vadim Nikitin, Michał Bołtryk, Beata Backiel-Brzozowska – Ocena zależności nasiąkliwości materiałów ceramicznych od wybranych parametrów technologicznych	203
18. Jerzy Obolewicz – Bezpieczeństwo pracy w budownictwie	213
19. Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa – Nawierzchnie z kostki brukowej	225
20. Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski – Starzenie materiałów bitumicznych	239
21. Wiesław Sarosiek, Beata Sadowska – Wpływ źródła ciepła i rodzaju paliwa na efektywność termomodernizacji (na przykładzie budynku użyteczności publicznej)	249
22. Jerzy Sulewski – Trwałość materiałów stosowanych na pokrycia dachowe w aspekcie badań aprobacyjnych i gwarancji producentów	259
23. Maria Jolanta Sulewska – Nowa metoda oceny dokładności parametrów geotechnicznych	269
24. Adam Święcicki – Czynniki wpływające na efektywność ekonomiczną zabiegów termomodernizacyjnych	281

Contents

1. Beata Backiel-Brzozowska, Michał Boltryk, Vadim Nikitin – MODELING OF DEPENDENCIES BETWEEN SOME TECHNOLOGICAL FACTORS AND COMPRESSIVE STRENGTH OF WALL CERAMICS	19
2. Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Róscisław Tribillo – THE METHODS OF PASSIVE VIBROISOLATION OF BUILDINGS IN SCOPE OF ELIMINATION AND INFLUENCE OF THE TRAFFIC'S VIBRATION	31
3. Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Róscisław Tribillo – REDUCTION OF DYNAMICS INFLUENCES GENERATED BY TRAFFIC WHEELED VEHICLES FOR STRUCTURES	45
4. Wojciech Gosk – STABILITY AND CONVERGENCE RESEARCH OF DIFFERENTIAL SOLUTIONS FOR THE ELASTIC BEAM VIBRATIONS	60
5. Irena Ickiewicz – ANALYSIS OF A THERMAL MODEL OF FROST HEAVE GROUND FREEZING	73
6. Walery Jezierski, Natalia Kuznecova, Jarosław Sulima – STEAM PERMEABILITY OF CEMENT MORTAR CONTAINING SODIUM PHOSPHATE	81
7. Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska – THERMAL PROPERTIES OF MINERAL WOOL PLATES IN BUILDING VENTILATED ELEVATIONS AT WIND INFLUENCE	92
8. Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Wiesław Sarosiek – INFLUENCE OF FIXING FRAME IN VENTILATED ELEVATIONS OF EXTERNAL WALLS UPON TEMPERATURE FIELD	101
9. Marta Kosior-Kazberuk – EVALUATION OF FREEZE-THAW RESISTANCE OF CONCRETE ACCORDING TO NEW EUROPEAN STANDARD	118
10. Janusz Krentowski, Romuald Szelaąg, Róscisław Tribillo – THE DESTRUCTIVE INFLUENCE OF TEMPERATURE LOAD ON OUTER WALLS CONSTRUCTION OF BOILING PITS'	129

11. Janusz Krentowski, Piotr Michalczuk, Rościsław Tribillo – THE ANALYSIS OF LEAK TIGHTNESS OF THE THICK CYLINDRICAL SHELL	143
12. Małgorzata Lelusz – IDENTIFICATION OF PHENOMENA OCCURRING IN POROUS STRUCTURE OF CEMENT CONCRETE SUBJECTED TO CYCLIC FREEZING AND THAWING	155
13. Ireneusz Ligocki – THE RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES IN ANSPECT OF APPLIED TECHNICAL SOLUTIONS ...	170
14. Jarosław Malesza, Mikołaj Syczewski – METHOD OF TESTING OF THE EXTERNAL FRAME JOINTS	180
15. Jarosław Malesza, Mikołaj Syczewski – REINFORCING BARS ANCHORAGE IN THE FARME EXTERIOR JOINTS	189
16. Dorota Małaszkiwicz – INFLUENCE OF SUPERPLASTICIZERS UPON HYDRATION HEAT OF SELECTED CEMENTS	201
17. Vadim Nikitin, Michał Boltryk, Beata Backiel-Brzozowska – EVALUATION OF DEPENDENCE BETWEEN CHOSEN TECHNOLOGICAL PARAMETERS AND WATER ABSORPTION OF BUILDING CERAMICS	212
18. Jerzy Obolewicz – SAFERT IN BUILDING	223
19. Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa – PAVEMENTS STONES SURFACES	238
20. Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski – AGEING OF BITUMEN MATERIALS	247
21. Wiesław Sarosiek, Beata Sadowska – THE INFLUENCE OF HEAT SOURCE AND KIND OF FUEL ON EFFICIENCY OF THE THERMOMODERNIZATION (ACCORDING TO RESEARCH ON PUBLIC BUILDING)	258
22. Jerzy Sulewski – DURABILITY OF ROOFING MATERIALS IN ASPECT APPROVAL EXEMINATIONS AND PRODUCERS GUARANTEE	267
23. Maria Jolanta Sulewska – THE NEW METHOD OF EVALUATION OF GEOTECHNICAL PARAMETERS MEASUREMENT ACCURACY	280
24. Adam Święcki – THE FACTORS INFLUENCING THE ECONOMIC EFFECTIVITY OF TERMOMODERNIZATING CAPITAL EXPENDITURE	295

Beata Backiel-Brzozowska, Michał Bołtryk, Vadim Nikitin

MODELOWANIE ZWIĄZKÓW POMIĘDZY NIEKTÓRYMI CZYNNIKAMI TECHNOLOGICZNYMI ORAZ WYTRZYMAŁOŚCIĄ NA ŚCISKANIE CERAMIKI ŚCIENNEJ

Streszczenie: W pracy dokonano rozbudowy modeli wielomianowych, pozwalających na ilościową ocenę wpływu dodatku piasku kwarcowego w masie ceramicznej (jego ilości i składu ziarnowego), we wzajemnym oddziaływaniu z parametrami wypału, na wytrzymałość na ściskanie. W rezultacie przeprowadzonych badań pokazano zarówno znane efekty temperaturowe i surowcowe (związane z ilością dodatku schudzającego), jak i efekty wcześniej nieopisywane w literaturze. Wśród tych nieznanach należy wymienić duży wpływ na wytrzymałość na ściskanie granulometrii piasku we wzajemnym powiązaniu z jego ilością w masie ceramicznej oraz temperaturą wypału.

Słowa kluczowe: ceramika ścienna, modele matematyczne, wytrzymałość na ściskanie

1. Wstęp

Ostatecznym i najważniejszym procesem w technologii ceramiki jest wypał, w wyniku którego zostaje ukształtowana struktura oraz właściwości tworzywa ceramicznego, decydujące o możliwości jego zastosowania do produkcji konkretnych wyrobów. Poziom wartości głównych cech technicznych wyrobów ceramicznych zależy w znacznej mierze od składu surowca oraz parametrów procesu wypału. Ilościowy opis tych zależności umożliwiłby, w łatwy sposób, rozwiązywanie zagadnień związanych z produkcją wyrobów o pożądanym właściwościach. Złożoność fizycznych, chemicznych i fizykochemicznych procesów zachodzących w masach ceramicznych podczas wypału wyrobów w wysokotemperaturowych, wysoko przewodzących agregatach piecowych, jest przyczyną niskiego poziomu opisu matematycznego akumulowanej wiedzy. Dlatego podczas rozwiązywania konkretnego zagadnienia na bazie istniejącej wiedzy fizykochemicznej powstaje bardzo skomplikowana hipoteza o charakterze poszukiwa-

nych zależności. W ocenie nieznanymi parametrów zależności wykorzystuje się dane eksperymentu. W badaniach technologicznych celowe jest przedstawienie tych zależności w postaci modeli wielomianowych, których współczynniki wyznacza się na podstawie wyników uzyskanych po przeprowadzeniu specjalnie zaplanowanych doświadczeń. Opracowanie takich modeli wymaga głębokiej wiedzy nie tylko z zakresu badanego obiektu, ale i matematycznej teorii planowania eksperymentu.

Wobec powyższego w pracy dokonano rozbudowy modeli wielomianowych, pozwalających na ilościową ocenę wpływu dodatku piasku kwarcowego w masie ceramicznej (jego ilości i składu ziarnowego), we wzajemnym oddziaływaniu z parametrami wypału, na wytrzymałość na ściskanie. W pierwszej kolejności postawiono sobie za cel wyznaczenie wpływu na badane cechy techniczne składu granulometrycznego dodatku piasku. Autorzy uważają, że chociaż dodatek korygujący w postaci piasku kwarcowego w technologii ceramiki jest stosowany od wielu tysięcy lat, to jego roli w kształtowaniu właściwości ceramiki nie poświęcono należytej uwagi.

2. Charakterystyka obiektu badawczego

Badanie eksperymentalne przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych na próbkach w postaci sześciangu o długości krawędzi 50 mm, formowanych na mokro z masy plastycznej za pomocą prasy. Masa formiercza składała się z iltu plastycznego, pochodzącego z Przedsiębiorstwa Ceramicznego „Lewkowo” z Lewkowa Starego, oraz miejscowego piasku rzeczno-łódzkiego. Il należy do klasy glin łatwo topliwych, o temperaturze topnienia około 1200°C oraz przedziale spiekania około 50-60°C, i jest wykorzystywany do produkcji wyrobów budowlanej ceramiki ściennej. Skład ziarnowy iltu cechuje duża ilość najdrobniejszych frakcji. Około 88% masy iltu stanowią cząstki o wymiarze mniejszym niż 10 μ . Ilość cząsteczek o wymiarach mniejszych niż 2 μ wynosi od 50 do 60%. Powierzchnia właściwa suchego iltu wynosi 128 m²/g. Głównym minerałem ilastym jest illit (hydrołuszczyk), któremu towarzyszą minerały grupy chlorytowej i montmorylonitowej lub zmieszane warstwowo minerały (illit – montmorylonit). Skład chemiczny iltu w postaci procentowej zawartości masowej tlenków przedstawia się następująco: SiO₂ – 46-48%; Al₂O₃ – 14-17%; Fe₂O₃ + FeO – 6,1-7,4%; CaO – 9-10%; MgO – 3,6-4,1%; K₂O + Na₂O – 3,8-4,6%. Utrata masy przy prażeniu osiąga 12,5-13,1%. Wolnego kwarcu (SiO₂) jest około 10%.

Ponieważ głównym minerałem ilastym jest hydrołyszczyk a skład granulometryczny ilitu cechuje znaczna przewaga najdrobniejszych cząstek, i ponieważ podwyższona jest zawartość $\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{FeO}$ i $\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$ oraz niska zawartość wolnego SiO_2 , a także wysoka utrata masy przy prażeniu, zgodnie z charakterystykami zawartymi w pracach [1, 2], ilit powinien mieć podwyższoną skłonność do spęczniania w procesie wypału. Podczas nagrzewania ilitu hydrołyszczkowego, pod koniec procesu dehydratacji, przy niepełnym wypale wtrąceń organicznych w temperaturze około 700°C , pomiędzy płytkami illitu zaczynają pojawiać się drobne plamki fazy ciekłej. Pojawienie się fazy ciekłej w sieci krystalicznej hydrołyszczyku tłumaczy się obecnością jonów potasowych, magnezowych i żelazowych. Przy dalszym nagrzewaniu struktura illitopodobna zachowuje swój charakter do temp. 1000°C , a następnie przy nagrzewaniu do temp 1100°C pojawia się spinel żelazowy i magnezowy i następuje dalsze wytrącenie fazy ciekłej (lub podobnej do ciekłej), [prace 1, 3]. Wraz ze wzrostem temperatury do 1200°C spinel może zniknąć i przechodzić w fazę typu mullitu. Powyższy opis mówi o charakterze głównych przekształceń zachodzących w ilitach i hydrołyszczkach podczas wypału.

W celu uregulowania cech technicznych ilitu zastosowano dodatek korygujący w postaci piasku kwarcowego, w którym występuje w przybliżeniu 0,3% bardzo drobnych cząstek marglu. W piasku znajduje się najwięcej ziaren o średnicy 0,06-1 mm, których kształt zbliżony jest do kulistego. Ich zawartość wynosi 96%. Mniej więcej dwie trzecie tych ziaren ma wymiar 0,25-1 mm. Według danych zamieszczonych w pracy [4], wykorzystywany piasek można zakwalifikować jako średnioziarnisty. Niestety, dostępna literatura nie jest wyrazem jednomyślnych poglądów na temat pożądanego składu ziarnowego piasków. Według Augustnika [1] wskazane jest zastosowanie piasków średnioziarnistych, o wymiarze ziaren 0,25-0,5 mm. Według Rogovoja [2] wskazane jest zastosowanie piasków gruboziarnistych o frakcji 0,5-2 mm. Jednocześnie autorzy tych prac twierdzą zgodnie, że piaski pylaste nie mogą być wykorzystywane w ceramice budowlanej.

3. Wybór modelu matematycznego i planu eksperymentu

Główne cechy materiałów ceramicznych są w znacznym stopniu uwarunkowane ich składem fazowym i strukturą porowatą, które zostały uformowane w rezultacie skomplikowanych i często niedostatecznie rozpoznanych procesów zachodzących w masach gliniastych podczas wypału. We wszystkich tych procesach określoną rolę odgrywa dodatek piasku kwarcowego o odpowiednim składzie

ziarnowym. Tak więc w pracy [5] stwierdzono, że grube ziarna kwarcu przy nagrzewaniu nie są w stanie wejść w reakcje i po wypaleniu kwarc po części pozostaje niezmienny. Bardzo drobne cząstki kwarcu reagują w całości i wchodzi w skład fazy ciekłej. Autor pracy [6] także zauważył, że większa część ziaren krzemionki krystalicznej nie bierze udziału w tworzeniu fazy ciekłej i przechodzi jedynie przekształcenia polimorficzne. Według pracy [3] skurcz kwarcu związany ze zmianami objętościowymi podczas przemian fazowych jest tak duży, że ziarna kwarcu pozostają w oderwaniu od fazy ciekłej. Być może w związku z tym odnotowuje się obniżenie wytrzymałości wyrobów oraz wzrost ich porowatości.

Taki werbalny, niejasny opis efektów powyższych zjawisk pozwala na sformułowanie tylko niektórych przesłanek, które należy brać pod uwagę przy wyborze modeli matematycznych, mających w sposób ilościowy powiązać cechy materiału ceramicznego oraz ilość i skład ziarnowy dodatku piasku, we wzajemnym oddziaływaniu z parametrami wypału. Przed wyborem modelu matematycznego należy ustalić liczbę wielkości wejściowych (wielkości niezależnych) oraz skalę (poziom zmienności) czynników badanych, które stanowią podstawę do przeprowadzenia badania eksperymentalnego.

Założono, że proces wypału będzie scharakteryzowany dwoma czynnikami: X_1 – maksymalną temperaturą, X_2 – czasem przetrzymywania w maksymalnej temperaturze. Jak wiadomo, zależność cech materiału ceramicznego od parametrów wypału nie przedstawia się liniowo, dlatego wykorzystano zależność paraboliczną, która lepiej odzwierciedla jej charakter. Współczynniki X_1 i X_2 zmieniały się na trzech poziomach (dolnym, środkowym i górnym): 900, 990, 1080°C (X_1); 1, 2, 3 godziny (X_2). Jednocześnie prędkość nagrzewania i studzenia pozostała niezmienna i utrzymywała się na poziomie 3°C/min. Całkowity czas wypału wynosił 10,8; 12,5; 14,2 godzin. Jako trzecią zmienną X_3 zaproponowano ilość dodatku piasku w masie ceramicznej równą 5, 10, 15% (wagowo).

Skład granulometryczny piasku zadawano frakcjami: drobną Z_1 , o wymiarze ziaren do 0,25 mm; średnią Z_2 , o uziarnieniu 0,25-0,5 mm; grubą Z_3 , o uziarnieniu 0,5-1 mm. Przy wariacji tych czynników Z_1 , Z_2 i Z_3 został spełniony warunek $\sum Z_i = 1$.

Zależność wytrzymałości na ściskanie $\hat{y}$ od czynników technologicznych X_1 , X_2 i X_3 opisano wielomianem drugiego stopnia:

$$\hat{y} = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2, \quad (1)$$

gdzie: $x_1 = \frac{X_1 - 990}{90}$; $x_2 = X_2 - 2$; $x_3 = \frac{X_3 - 15}{10}$ są to kodowane (bezwymiarowe) czynniki, mające w planie eksperymentu jednakowe znaczenie poziomów, równe: -1 (dolny), 0 (środkowy), +1 (górny), natomiast X_i jest naturalną wartością wielkości wejściowych.

Wszystkie współczynniki wielomianu (1) są funkcjami zależnymi od czynników granulometrycznych Z_i , opisanymi sprowadzonymi (niepełnymi) wielomianami trzeciego stopnia:

$$b_{(0,i,j,ii)} = \beta_1 Z_1 + \beta_2 Z_2 + \beta_3 Z_3 + \beta_{12} Z_1 Z_2 + \beta_{13} Z_1 Z_3 + \beta_{23} Z_2 Z_3 + \beta_{123} Z_1 Z_2 Z_3, \quad (i,j=1,2,3; b_{ij}, i < j) \quad (2)$$

Spodziewano się, że przyjęty model (1), (2) powinien odzwierciedlać wszystkie złożone wzajemne oddziaływania pomiędzy czynnikami granulometrycznymi Z_i i technologicznymi X_i . W pracy [7] przedstawiono wykorzystanie tego typu modelu do opisu wilgoci sorpcyjnej w cegle ceramicznej i stwardniałej zaprawie cementowej, które zawierają trzy typy soli. Literatura prezentuje również inne przykłady zastosowania wyżej opisanego modelu [8].

Dane doświadczalne nieodzowne do oceny współczynników wielomianu (1) uzyskano po przeprowadzeniu eksperymentu opartego na kompozycyjnym, symetrycznym planie, zawierającym 14 prób o różnych kodowanych wartościach wielkości wejściowych X_i [9]. Każdy punkt danego planu powtórzono siedmiokrotnie, przy różnych proporcjach trzech frakcji piasku Z_i . Stosunki te zadawano zgodnie z wybranym planem sympleksowym (siatkowy) Scheffe, mającym częste zastosowanie przy planowaniu eksperymentu typu „skład-właściwości” [9] i który jest powszechnie wykorzystywany podczas analizy zagadnień z dziedziny materiałoznawstwa. Najbardziej przejrzysty obraz wybranego planu eksperymentu można uzyskać po rozpatrzeniu danych zamieszczonych w tabeli 1. Zgodnie z tym planem, przy możliwie maksymalnej randomizacji, zrealizowano $N = 14 \cdot 7 = 98$ prób.

4. Analiza wyników eksperymentu

Plan badań oraz uzyskane wyniki wytrzymałości na ściskanie (y , MPa) przedstawiono w tabeli 1. Analizując wiersze w tabeli 1 łatwo zauważyć, że skład ziarnowy piasku wprowadzanego do masy ceramicznej może w przybliżeniu dwukrotnie zmieniać wytrzymałość na ściskanie próbek ceramicznych. Dane ekspe-

rymentu w każdej kolumnie zmieniają się w jeszcze większym przedziale (do 6 razy). Możemy więc wywnioskować, że przynajmniej niektóre efekty czynników technologicznych X_i mają istotne znaczenie ze statystycznego punktu widzenia.

Tabela 1.

Plan eksperymentu oraz wartości doświadczalne wytrzymałości próbek ceramicznych na ściskanie [MPa]

Numer próby	Zmienne czynniki technologiczne			Wytrzymałość na ściskanie [MPa] przy zmiennych czynnikach granulometrycznych						
	X_1	X_2	X_3	Z_1	Z_2	Z_3	Z_1, Z_2	Z_1, Z_3	Z_2, Z_3	Z_1, Z_2, Z_3
	[°C]	[godz.]	[%]	1	1	1	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}, \frac{1}{3}, \frac{1}{3}$
1	1080	1	5	19,9	27,2	24,1	28,5	12,7	22,3	15,9
2	900	1	5	51,8	33,4	34,8	40,3	26,4	29,5	41,4
3	1080	3	5	10,0	12,7	10,3	19,2	8,7	13,5	8,8
4	900	3	5	45,4	44,6	31,0	46,4	20,3	19,9	43,8
5	1080	1	25	41,6	35,1	39,1	25,9	45,1	26,3	37,0
6	900	1	25	47,6	40,2	31,7	36,6	34,9	29,3	37,9
7	1080	3	25	32,1	24,0	16,5	37,3	25,7	23,1	31,9
8	900	3	25	43,0	31,3	17,1	34,5	24,2	29,3	20,0
9	900	2	15	61,3	31,7	34,9	31,7	37,6	38,7	45,0
10	1080	2	15	41,6	25,5	15,1	28,8	15,8	19,9	41,8
11	990	1	15	31,2	27,3	22,3	13,7	22,2	28,0	34,8
12	990	3	15	43,6	30,2	25,1	31,7	30,9	28,6	32,9
13	990	2	5	30,9	32,0	22,4	15,4	17,9	28,9	24,6
14	990	2	25	33,6	21,8	21,8	32,6	33,9	31,0	38,6

Niestety, podczas określania wytrzymałości na ściskanie próbek nie wykonano powtórnych prób, w związku z czym nie było możliwości oceny dyspersji błędu eksperymentu s_y^2 , która jest nieodzowna do wykonania dalszej statystycznej analizy wyników eksperymentu. W tym celu wykorzystano wyniki badań przeprowadzonych wcześniej, które uzyskano przy innym poziomie wielkości wejściowych o wartościach zawierających się w przedziale zmienności przeprowadzonego eksperymentu. W rezultacie otrzymano wartość wariancji równą $s_y^2 = 24,4$ przy 12 stopniach swobody. Odchylenie standardowe wyniosło $\sqrt{s_{y1}^2} = 4,94$.

Dane doświadczalne przedstawione w tabeli 1 analizowano, rozpatrując każdą kolumnę. Dane z każdej kolumny zawierają wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek o jednakowym składzie ziarnowym piasku i przygotowanych

przy różnych poziomach czynników X_1 , X_2 i X_3 . Dla każdej kolumny zbudowano równania regresji w postaci wielomianu kwadratowego (1), które następnie poddano analizie i interpretacji.

Jako przykład przeprowadzimy analizę danych z pierwszej kolumny tabeli 1, uzyskanych po przebadaniu próbek z dodatkiem piasku tylko drobnej frakcji Z_1 , o wymiarach ziaren mniejszych niż 0,25 mm.

Na początku zostały obliczone wszystkie oceny współczynników modelu regresyjnego (1). Następnie przy wybranym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ i dyspersji błędu eksperymentu $s_y^2 = 24,4$, bazującej na 12 stopniach swobody, według kryterium t -Studenta ($t_{0,05;12} = 2,18$), ustalono istotne statystycznie współczynniki regresji. Okazało się, że spośród dziesięciu współczynników równania (1), jako istotne statystycznie można określić tylko sześć z nich, tj.: $b_0, b_1, b_3, b_{13}, b_{11}, b_{33}$.

Po wyeliminowaniu nieistotnych dokonano ponownej analizy istotności współczynników modelu regresji, które dla kodowanych czynników przybrały postać:

$$\hat{y} = 40,44 - 10,39x_1 + 3,99x_3 + 6,3x_1x_3 + 7,79x_1^2 - 11,23x_3^2. \quad (3)$$

W ocenie dokładności modelu zastosowano kryterium Fishera, które wyznaczono jako stosunek wariancji odchyleń losowych do dyspersji błędu ekspery-

$$\text{mentu: } F = \frac{s_{ost}^2}{s_y^2} = 1,43, \text{ gdzie } s_{ost}^2 = \frac{\sum_{u=1}^N (y_u - \hat{y}_u)^2}{N - p} = 35 \text{ o stopniach swobody}$$

$N - p = 8$. Obliczone F jest mniejsze niż wartość krytyczna wyznaczona na podstawie tablic $F_{0,05;8;12} = 2,85$, co potwierdza adekwatność funkcji regresji do badanego obiektu.

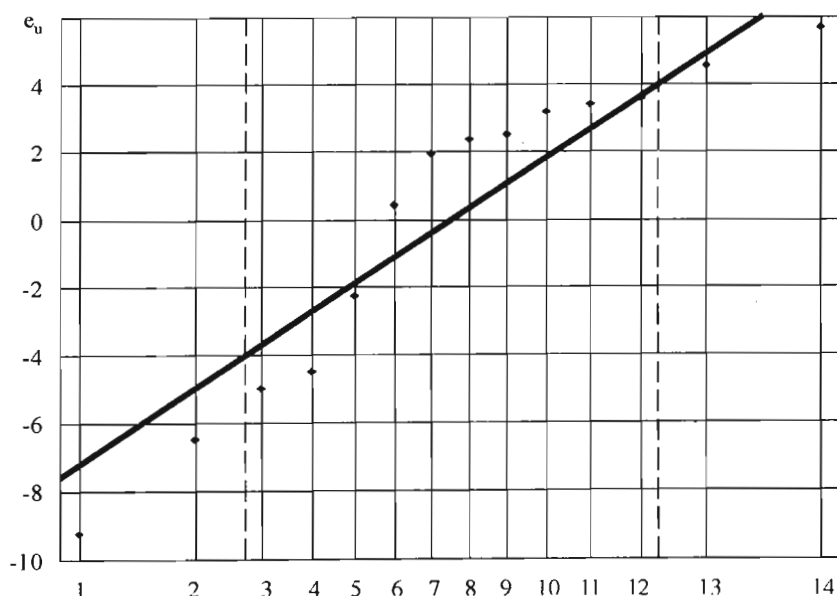
Przedstawiona tu różnica $(y_u - \hat{y}_u)$ pomiędzy wynikami prób i obliczonymi na podstawie równania regresji (3) wartościami wytrzymałości pojedynczej próbki w u -tej próbie nazywamy resztą u -tej próby i oznaczamy e_u . Stopień swobody wariancji zmiennej losowej wyznaczono jako różnicę pomiędzy liczbą prób $N = 14$ i liczbą współczynników modelu (3) $p = 6$.

Model (3) charakteryzuje się bardzo wysokim znaczeniem kryterium γ (zdolności prognozowania), wyznaczonym jako stosunek dyspersji δ^2 , pokazującym rozrzut danych względem średniej arytmetycznej, do wariancji zmiennej

losowej s_{ost}^2 . Według wymagań, zawartych w pracy [10], model można uznać za przydatny, jeżeli wielkość tego dyspersyjnego stosunku jest równa 3 - 5 i więcej.

W naszym przypadku $\gamma = \frac{\delta^2}{s_{ost}^2} = 11,1$.

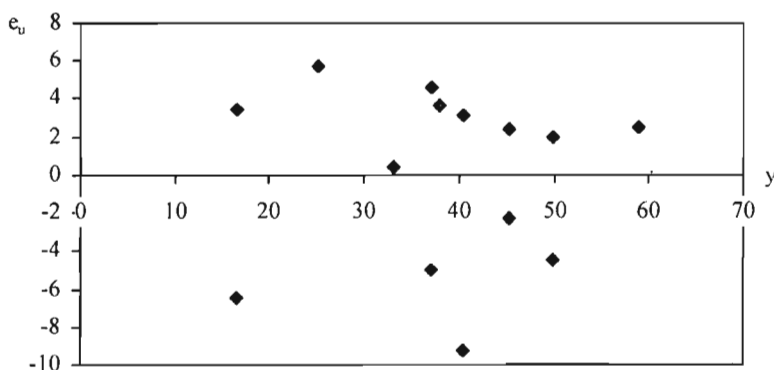
Po przeprowadzeniu procedur statystycznych zalecanych przez literaturę naukową wydaje się, że zbudowany model (3) można uznać za dobry. Aby się upewnić, celowe jest zgłębienie zachowania kompletu wyników 14 reszt e_u . Na podstawie metody Daniela [11] określono reszty dla równania (3) w postaci dystrybucyjnej empirycznej (rys. 1), która powinna być bliska dystrybucji teoretycznej rozkładu normalnego. Wówczas wartości reszt leżą blisko linii prostej. Prosta powinna przeciąć poziom zerowy w punkcie położonym pomiędzy pionową 7 i 8 reszty. Punktom dla 3 i 12 reszty przypisuje się nieco większą wagę przy rozwiązywaniu zagadnienia o współczynniku kątowym prostej. Punkty te są położone w pobliżu pionowych linii przerywanych, ograniczających przedział 2σ (σ - odchylenie standardowe) dla rozkładu normalnego.



Rys. 1. Empiryczny skumulowany rozkład reszt równania (4)

Na rysunku 1 widzimy, że reszty w przybliżeniu pozostają w zgodnym stosunku z rozkładem normalnym, a odchylenie standardowe jest równe 4,0

(z 8 stopniami swobody), trochę mniej od wcześniej określonej wartości 4,94 (z 12 stopniami swobody). Na rysunku 2 pokazano diagram Enskomba-Tiuki [11], na którym wszystkie 14 reszt przedstawiono w zależności od wartości $\hat{y}$. Na diagramie nie można zauważyć jawnej zależności pomiędzy e_u i $\hat{y}$. W ten sposób kolejne dwa warunki analizy regresji zostały spełnione, a pozostałe były wypełnione przy planowaniu i realizacji eksperymentu. Dlatego też nie ma powodu poddawania w wątpliwość dostatecznie wysokiej jakości modelu (3).



Rys. 2. Zależność reszt e_u od obliczonych wartości $\hat{y}$

Dwuczynnikowy model (3) charakteryzuje się liniowymi i kwadratowymi efektami czynników, które są łatwe do interpretowania. Dodatkowo model charakteryzuje się efektem wzajemnego oddziaływania czynników, wyrażającym wewnętrzne sprzeczności rozpatrywanego procesu i zmieniającym znaczenie liniowych efektów. Jeżeli ujemny liniowy efekt x_1 z powodu wzajemnego oddziaływania może zmieniać swoją wartość bez zmiany znaku, to dodatni liniowy efekt czynnika x_3 może zmienić się na ujemny.

Według modelu (3) można rozwiązywać różne zagadnienia. W konkretnym przypadku interesowała nas maksymalizacja wytrzymałości na ściskanie y_1 . Rozwiązując to zagadnienie metodą dysocjatywno-krokową [12] ustalono, że w rozpatrywanym eksperymencie próbki mają największą wytrzymałość przy następujących wartościach kodowanych czynników: $x_1 = -1$, $x_3 = -0,1$. Oznacza to, że maksymalna temperatura wypału próbek jest równa 900°C, a dodatek drobnoziarnistej frakcji osiąga 14%. Z analizy statystycznej danych eksperymentalnych pierwszej kolumny (na podstawie testu t -Studenta) wynika, że czynnik X_2 (czas przetrzymywania w maksymalnej temperaturze wypału) można uznać

za nieistotny statystycznie i jego wartość można pozostawić na średnim poziomie $x_2 = 0$, tj. 2 godziny.

Dane eksperymentalne następnych sześciu kolumn tabeli 1 przeanalizowano według opisanego powyżej schematu. W rezultacie zbudowano jeszcze 6 modeli regresyjnych typu dwuczynnikowego (3), które w adekwatny sposób opisały wartości wykorzystywanych danych eksperymentu. Potwierdzono, że czynnik X_2 rzeczywiście nie daje efektów istotnych statystycznie. Wartość s_{y_i} jest dobrym estymatorem odchylenia standardowego i z dużym prawdopodobieństwem pokrywa wartości nieznanego odchylenia standardowego całej populacji.

Wartości jednakowych czynników wszystkich rodzin modeli dwuczynnikowych aproksymowano wielomianami (2) i otrzymano końcowy model służący do wyznaczania wytrzymałości na ściskanie próbek w postaci:

$$\begin{aligned} \hat{y} = & 40,44Z_1 + 27,42Z_2 + 23Z_3 - 47,44Z_1Z_2 - 19,14Z_1Z_3 + \\ & + 20,66Z_2Z_3 + 329,8Z_1Z_2Z_3 - (10,39Z_1 + 5,67Z_2 + 4,44Z_3 - \\ & - 12,2Z_1Z_2 - 15,5Z_1Z_3 - 3,58Z_2Z_3 + 51,6Z_1Z_2Z_3)x_1 + \\ & + (3,99Z_1 - 1,14Z_1Z_2 + 23,14Z_1Z_3 + 9,96Z_2Z_3 - 48,4Z_1Z_2Z_3)x_3 + \\ & + (6,3Z_1 + 3,21Z_2 + 4,77Z_3 - 3,46Z_1Z_2 - 3,66Z_1Z_3 - 15,96Z_2Z_3 + \\ & + 182Z_1Z_2Z_3)x_1x_3 + (7,97Z_1 + 2,5Z_2 + 2,64Z_3 + 14,32Z_1Z_2 - 23,82Z_1Z_3 - 23Z_2Z_3 + \\ & + 45,1Z_1Z_2Z_3)x_1^2 - (11,23Z_1 - 0,8Z_2 - 31,1Z_1Z_2 - 16,66Z_1Z_3 + 11,76Z_2Z_3 + \\ & + 266,7Z_1Z_2Z_3)x_3^2. \end{aligned} \quad (4)$$

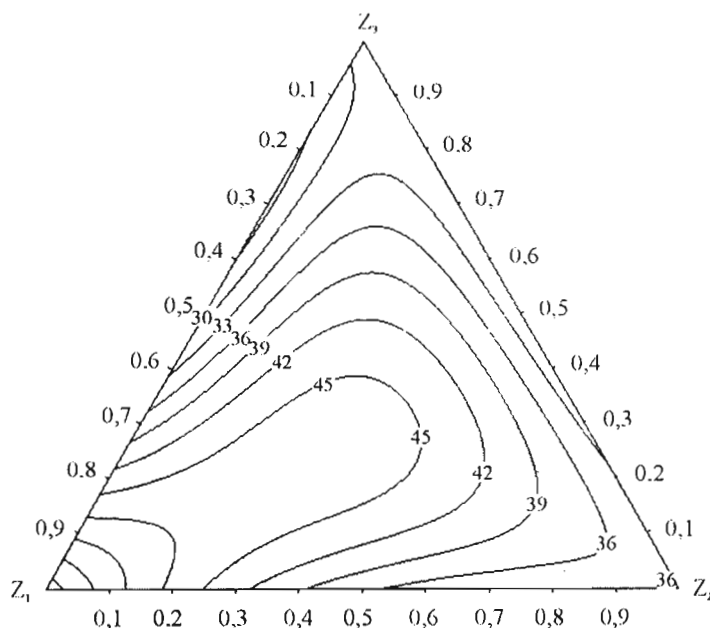
Z modelu (4) wynika, że przy zmianie składu ziarnowego piasku wprowadzanego do masy ceramicznej wszystkie efekty czynników x_1 i x_3 mogą się bardzo zmieniać. Do takiego wniosku nie można byłoby dojść badając skomplikowany proces wypału za pomocą tradycyjnych, jednoczynnikowych zależności.

Adekwatność modelu (4) sprawdzono na podstawie danych jednej próby zrealizowanej poza planem eksperymentu. Z masy ceramicznej zawierającej 25% dodatku piasku o składzie ziarnowym zbliżonym do $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 1/3$ przygotowano 7 próbek. Maksymalna temperatura wypału próbek wynosiła 930°C. Średnia wytrzymałość na ściskanie próbek wyniosła $y^{sr} = 32,6$ MPa. Po podstawieniu wartości Z_i i kodowanych wartości czynników $x_1 = \frac{930 - 990}{90} = -\frac{2}{3}$; $x_3 = \frac{25 - 15}{10} = 1$ do równania (4) otrzymano $\hat{y} = 29,8$ MPa.

W sensie statystycznym zbieżność obliczonej wartości wytrzymałości z wartością doświadczalną nie budzi wątpliwości.

Poszukując warunków optymalnych na podstawie dwuczynnikowego modelu typu (3), wchodzącego w skład modelu (4), ustalono, że czynnik x_1 jest zawsze równy -1 (900°C), a x_3 znajduje się w przedziale $-0,5 - 0$. Z nieznacznym odchyleniem można przyjąć $x_3 = -0,25$ (12,5%). Po podstawieniu wartości $x_1 = -1$ i $x_3 = -0,25$ do równania (4) otrzymano:

$$y_{(ost)} = 58,7Z_1 + 36,4Z_2 + 31,3Z_3 - 44,0Z_1Z_2 - 64,1Z_1Z_3 - 13,1Z_2Z_3 + 467,5Z_1Z_2Z_3. \quad (5)$$



Rys. 3. Izolinie wytrzymałości na ściskanie próbek na diagramie trójkomponentnym składu ziarnowego piasku dla warunków optymalnych przy maksymalnej temperaturze wypału 900°C i ilości piasku 12,5% w stosunku do masy surówki ceramicznej

Równanie (5) pozwala na obliczenie największej wartości wytrzymałości na ściskanie (optimum warunkowe) dla konkretnego składu ziarnowego piasku. Dla zilustrowania obliczeń na rysunku 3 przedstawiono obraz geometryczny zależności (5) w postaci izolinii wytrzymałości próbek na ściskanie na diagramie

trójkomponentnym. Korzystając z tego diagramu można wyznaczyć skład ziarnowy piasku, przy którym próbki osiągną najwyższą wytrzymałość. Z rysunku 3 wynika, że największą wytrzymałość osiągną tworzywa ceramiczne z dodatkiem piasku w postaci najdrobniejszej frakcji (ilość frakcji Z_1 będzie dążyć do 100% a ilość frakcji Z_2 i Z_3 dąży do 0%). Można wydzielić obszar na diagramie, w którego wnętrzu wytrzymałość na ściskanie jest nie mniejsza niż potrzebna, albo rozwiązywać inne zagadnienia, takie jak znalezienie kompromisu pomiędzy wytrzymałością a innymi cechami charakteryzującymi wyroby ceramiki budowlanej.

5. Zakończenie

Wykonane badanie wykazało, że znaczny wpływ na wytrzymałość ceramiki ściennej mają nie tylko parametry wypału oraz ilość dodatku piasku, ale również jego skład granulometryczny. Zbudowane modele eksperymentalno-statystyczne dostatecznie dokładnie opisują wyniki bardzo skomplikowanych wzajemnych oddziaływań rozpatrywanych czynników i pozwalają na rozwiązywanie różnorodnych zagadnień inżynierskich.

Literatura

- [1] Avgustinik A. I.: *Ceramika*, Warszawa, Arkady, 1980.
- [2] Rogovoj M. I.: *Technologija iskusstvennych poristych zapolnitelej i keramiki*, Moskwa, Strojizdat, 1974.
- [3] Pavlov V. F.: *Fiziko-chimičeskie osnovy obžiga izdelij stroitel'noj keramiki*, Moskwa: Strojizdat, 1977.
- [4] Rohvarger E. R. (red.): *Stroitel'naja keramika*, Moskwa, Strojizdat, 1976.
- [5] Worrall W. E.: *Clays and ceramic raw materials*, Londyn: Appl Science Publishers, 1975.
- [6] Peregudov V. V., Pogovoj M. I.: *Teplovyje processy i ustanovki v tehnologii stroitel'nyh izdelij i detalej*, Moskwa, Strojizdat, 1983.
- [7] Nikitin V., Guriev V., Łapko A.: *Modelowanie procesów w produkcji i eksploatacji warstwowych konstrukcji budowlanych*, Białystok, Wydawnictwo PB, 1999.

- [8] **Voznesenskij V. A., Vyrovoy V. N., Kerš V., Ja., Ljašenko T. V.:** *Sovremennye metody optymalizacii kompozicionnyh materialov*, Kijów, Budivel'nik, 1983.
- [9] **Nalimova V. V. (redaktor):** *Tablicy planov eksperimenta dlja faktornych i polinomial'nyh modelej*, Moskwa, Metallurgija, 1982.
- [10] **Ruzinov L. P., Slobodičkova R. I.:** *Planirovanie éksperimenta v chimii i chimičeskoj tehnologii* Moskwa, Chimija, 1980.
- [11] **Deniel K.:** *Primenenie statistiki v promyšlennom éksperimente*, Moskwa, Mir, 1979.
- [12] **Voznesenskij V. A.:** *Statističeskie metody planirovanija eksperimenta v tehnikoékonomičeskich issledovanijach*, Moskwa, Finansy i statistika, 1981.

MODELING OF DEPENDENCIES BETWEEN SOME TECHNOLOGICAL FACTORS AND COMPRESSIVE STRENGTH OF WALL CERAMICS

Summary: Experimental-statistical models have been developed in this work. These models allow to determinate the amount and grain size of weakening admixture in the form of sand and they also allow to determinate parameters of thermal treatment of ceramics mixture for which demanded values of compressive strength. As a results of experiment the known effects of temperature and components, and the effects not described in literature have been obtained as well. Among these unknown, combined effects of grain size of weakening admixtures, its amount in ceramics mixture and burning temperature upon compressive strength should be mentioned.

Key words: wall ceramics, mathematical models, compressive strength

Artykuł zrealizowano w ramach prac badawczych S/IIB/1/02 oraz W/IIB/1/03.

Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Rościśław Tribiło

METODY PASYWNEJ WIBROIZOLACJI BUDYNKÓW W ZAKRESIE ELIMINACJI WPŁYWU DRGAŃ KOMUNIKACYJNYCH

Streszczenie: Praca dotyczy działań, jakie mogą być podjęte w zakresie pasywnej wibroizolacji obiektów budowlanych lub ich wydzielonych elementów konstrukcyjnych przed szkodliwym oddziaływaniem drgań komunikacyjnych.

Słowa kluczowe: dynamika, wibroizolacja bierna, tłumienie materiałowe, drgania komunikacyjne

1. Wstęp

Ciągły i szybki rozwój ruchu drogowego generuje konieczność rozbudowy istniejącej sieci dróg i autostrad pod kątem zapewnienia bezpiecznej i trwałej eksploatacji nawierzchni. Istotny jest wzrost obciążeń osi pojazdów oraz intensyfikacje oddziaływań propagowanych w ośrodku gruntowym w formie efektów dynamicznych. Drgania komunikacyjne przekazujące się na obiekty budowlane, zlokalizowane w pobliżu ciągów i tras komunikacyjnych, przez długi okres oddziaływań mogą powodować zmiany parametrów w relacji budowla-podłoże, a także koncentrację naprężeń w elementach konstrukcyjnych oraz zmiany zmęczeniowe materiału. W efekcie w budowli mogą powstawać rysy, spękania, a także uszkodzenia konstrukcji nośnej. Parasejsmiczny wpływ drgań drogowych i szynowych powinien być uwzględniany już na etapie projektowania konstrukcji, na którą propagowane są tego typu wibracje, do czego zresztą obligują postanowienia normy [15]. W praktyce przeciwdziałania niekorzystnym oddziaływaniom drgań komunikacyjnych, zarówno na budynki jak i użytkowników obiektów, podejmowane są zazwyczaj w obiektach zrealizowanych. W znanych autorom sytuacjach użytkownicy nie byli świadomi skutków destrukcyjnych realizowanych uciążliwych inwestycji i nie przewidzieli środków przywracających bezpieczne parametry użytkowania budowli.

Niniejsza praca ma cechy przeglądowe, a autorzy wskazują na działania, jakie mogą być podjęte w zakresie pasywnej wibroizolacji, by ograniczyć szkodliwy wpływ drgań generowanych ruchem pojazdów, zarówno na nowo projektowane obiekty budowlane jak i konstrukcje już istniejące, a także na ludzi znajdujących się wewnątrz tych konstrukcji.

2. Pasywna wibroizolacja chroniąca budynki przed wpływami drgań komunikacyjnych

Działania zmierzające do redukcji poziomu drgań odbieranych przez obiekty budowlane uwarunkowane są charakterystyką źródła drgań, drogi propagacji, czy też cech odbiornika drgań [2].

W publikacji, prezentowane są metody minimalizacji drgań obiektów budowlanych jako ostatniego elementu sprzężonych czynników kinematycznych.

Największy wpływ na drgania tych obiektów ma sposób posadowienia i konstrukcja budynku. Tymczasem w przypadku budowli zrealizowanych, mamy niewiele sposobów na wprowadzenie zmian w tym zakresie. Spośród działań, które mogą zostać podjęte, należy wymienić możliwość wzmocnienia podłoża pod fundamentami oraz zmianę sztywności budynku, na przykład poprzez rekonstrukcje połączeń między ścianami, czy też zmiany sposobu współpracy pionowych elementów konstrukcyjnych z fundamentami.

W przypadku obiektów projektowanych można zmienić charakterystyki dynamiczne konstrukcji poprzez relacje między masą a sztywnością, dla których podstawowe częstotliwości drgań własnych budynków będą dalekie od częstotliwości drgań propagowanych w gruncie. Tego typu działania mają na celu wyeliminowanie ewentualnych rezonansowych drgań budynku.

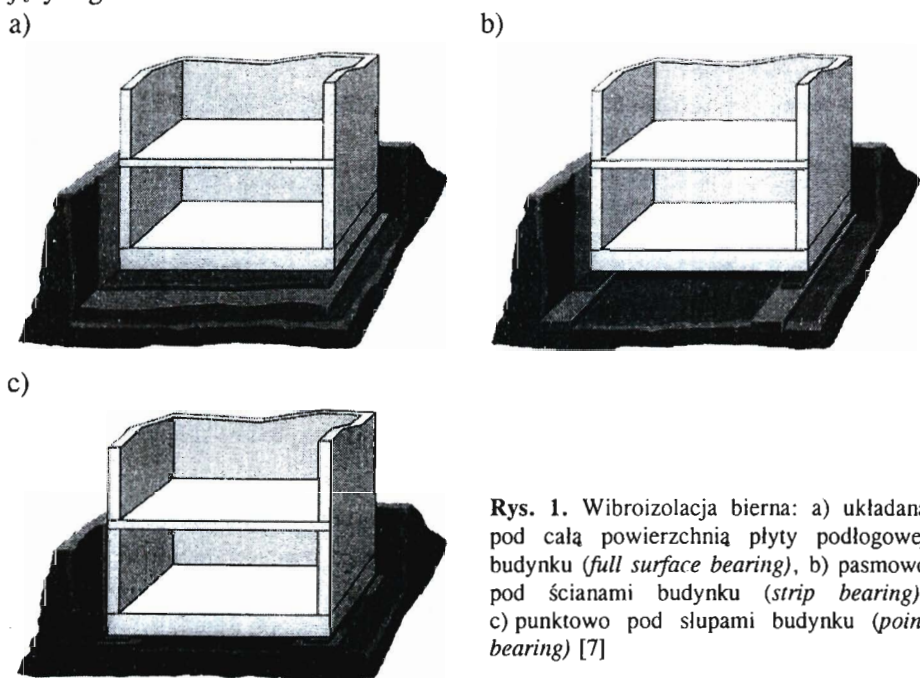
Autorzy pracy [1], na podstawie badań własnych, zalecają realizowanie budynków o sztywnych stropach i żelbetowych wieńcach, umożliwiających przestrzenną pracę budynku. Wskazują także na korzyści wynikające ze stosowania tradycyjnego materiału konstrukcyjnego, jakim jest cegła. Niekorzystne jest natomiast stosowanie drobnowymiarowych elementów z betonu lub modyfikowanych bloczków betonowych.

Skutecznym rozwiązaniem, zarówno w przypadku nowo wznoszonych jak i zrealizowanych obiektów budowlanych, jest izolowanie całych budynków od propagowanych w gruncie drgań. Ciekawym przykładem starszego obiektu, w którym z pozytywnym skutkiem zastosowano wibroizolację bierną, jest budynek biurowy Rhenania-Ossag w Berlinie [3]. W budynku tym, po zastosowaniu wibroizolacji pasywnej z przekładek tłumiących, uzyskano prawie ośmiokrotną

redukcję składowych pionowych drgań drogowych i 1,5-krotną redukcję drgań poziomych. Zbliżony stopień redukcji, niemal siedmiokrotny, uzyskano w budynku wznoszonym w sąsiedztwie obiektu szpitalnego, który posadowiono na płycie żelbetowej i czterech słupach, wibroizolowanych specjalnymi podkładkami gumowymi w kształcie litery V [4].

Współczesne rozwiązania wibroizolacyjne wykorzystują również cechy sprężyste materiałów. Stosowane są elastomery, wysoko zaawansowane technologicznie, wysokowytrzymałe, odporne na działanie czynników atmosferycznych i starzenie, wyróżniające się dużym tłumieniem materiałowym.

Wibroizolacja z płyt elastomerowych układana jest powierzchniowo w płaszczyźnie poziomej, jedno- lub wielowarstwowo, między płytą fundamentową a płytą podłogową. Pasmowy układ warstw stosowany jest między ławami fundamentowymi a ścianami budynku lub, punktowo, pomiędzy głowicami pali fundamentowych a stopami fundamentów. W literaturze anglojęzycznej takie rozwiązania znane są pod nazwami *full surface bearing*, *strip bearings* oraz *point bearings*. Schematycznie prezentowane są na rysunku 1. W celu efektywniejszego przeciwdziałania wibracjom, stosowana może być równocześnie wibroizolacja w płaszczyznach pionowych, na stykach ścian i fundamentów budynku z otaczającym gruntem.



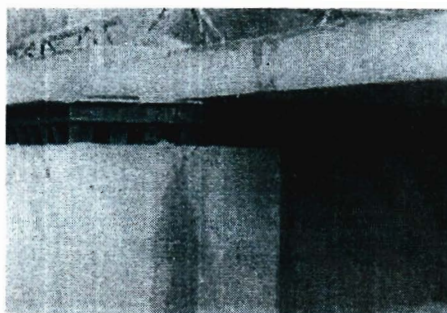
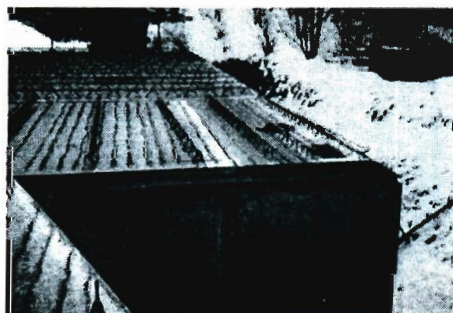
Rys. 1. Wibroizolacja bierna: a) układana pod całą powierzchnią płyty podłogowej budynku (*full surface bearing*), b) pasmowo pod ścianami budynku (*strip bearing*), c) punktowo pod słupami budynku (*point bearing*) [7]

Typ elastomeru, dobierany jest zazwyczaj na podstawie danych o obciążeniu statycznym izolowanego budynku, uwzględniającym masę budynku wraz z częścią obciążeń użytkowych, oraz na podstawie przewidywanej częstotliwości drgań wymuszonych. Na rysunku 2 prezentowany jest przykład powierzchniowej wibroizolacji nowo wznoszonego obiektu.



Rys. 2. Wibroizolacja pozioma całego budynku [7]

Zwiększenie efektywności wibroizolacji biernej uzyskuje się w wyniku perforacji mat antywibracyjnych lub modyfikacji kształtów powierzchni kontaktowych, na przykład w formie „wafła”, lub w postaci „wypustek” o zróżnicowanych kształtach. Przykład poziomej wibroizolacji biernej budynku z pasmowo ułożonych mat kompresyjnych ze stożkowymi powierzchniami kontaktowymi na dolnej powierzchni pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Wibroizolacja bierna budynku w postaci mat kompresyjnych, z jednostronną powierzchnią kontaktową w kształcie cylindrycznych wybrzuszeń [9]

Jeśli uwzględniamy, że drgania komunikacyjne propagowane są przez składowe pionowe i poziome, stosowana wibroizolacja powinna zapewniać swobodę przemieszczeń izolowanej konstrukcji również w płaszczyźnie poziomej. Stabilność budowli uzyskuje się poprzez konstruowanie połączeń między podkładami antywibracyjnymi a sprężyste posadowioną konstrukcją. Praktyczne realizowa-

nie połączeń odbywa się poprzez mocowanie elementów wibroizolacyjnych do konstrukcji za pomocą dybli lub śrub z podkładkami.

Prawidłowo dobrane elastomerowe podkłady wibroizolacyjne skutecznie redukują wibracje w zakresie częstotliwości wyższych oraz bliskich częstotliwościom drgań własnych sprężystości podpartych układów. Tłumienie materiałowe zastosowanych podkładów antywibracyjnych na ogół ogranicza amplitudę propagowanych drgań bez konieczności stosowania dodatkowych tłumików.

Jednakże w przypadku wibracji cechujących się bardzo niskimi częstotliwościami f , rzędu kilku Hz, możliwości wykorzystania podkładów elastomerowych są ograniczone. Wynika to z konieczności zapewnienia sprężystości posadowionym obiektom budowlanym takich wartości częstotliwości drgań własnych f_0 , przy których osiągnięty zostanie efektywny stopień redukcji wibracji $f / f_0 > \sqrt{2}$.

Tylko nieliczne typy podkładów elastomerowych umożliwiają tłumienie wibracji o częstotliwościach 8-10 Hz. Poniżej tego zakresu częstotliwości stosowane są w praktyce wibroizolacyjne układy spiralnych sprężyn stalowych. Rozwiązania tego typu umożliwiają uzyskanie bardzo niskich częstotliwości drgań własnych sprężystości podpieranych budowli, nieosiągalnych w przypadku stosowania antywibracyjnych podkładów elastomerowych. Gwarantują także znacznie większą stabilność układu w płaszczyźnie poziomej. Zaletą wibroizolacyjnych sprężyn śrubowych jest to, że – w przeciwieństwie do elastomerów – w zakresie działających obciążeń zachowują liniową charakterystykę ugięć. Pionowe przemieszczenia sprężystości izolowanych obiektów budowlanych, przy często przyjmowanym w obliczeniach inżynierskich uproszczeniu, że wibroizolowany obiekt stanowi bryłę o jednym stopniu swobody, są wyznaczone z poniższej zależności

$$z = \frac{G}{k_z}, \quad (1)$$

gdzie:

z – ugięcie statyczne układu sprężyn [cm],

G – obciążenie statyczne przypadające na układ sprężyn [kN],

k_z – stała sprężystości układu sprężyn [kN/cm].

Dla znanej wartości funkcji przemieszczeń układu sprężyn pod obciążeniem statycznym, może być wyznaczona, ze wzoru Geigera (2), podstawowa częstotliwość pionowych drgań własnych sprężystości podpartych układów f_z [Hz]

$$f_z = \frac{5}{\sqrt{z}}. \quad (2)$$

Przy doborze charakterystyk sprężystych układów wibroizolacyjnych bez stosowania dodatkowych elementów w formie tłumików viskotycznych możliwe jest uzyskanie takich częstotliwości drgań własnych f_z wibroizolowanych konstrukcji, przy których stopień redukcji drgań I , określony wzorem (3), wyniesie ponad 90%

$$I = 100 \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{1 + 4D^2\eta^2}{(1 - \eta^2)^2 + 4D^2\eta^2}} \right], \quad (3)$$

gdzie:

I – stopień redukcji (izolacji) drgań [%],

D – ułamek tłumienia krytycznego,

$$\eta = f_z / f_0.$$

Efektywność wibroizolacji bywa określana także [w dB] współczynnikiem przenoszenia T (4)

$$T = 20 \log \sqrt{\frac{1 + 4D^2\eta^2}{(1 - \eta^2)^2 + 4D^2\eta^2}}. \quad (4)$$

Efekt wibroizolacji można zwiększyć przez umieszczanie sprężyn w materiale wysokowiskotycznym, o ile efekt taki jest pożądanym.

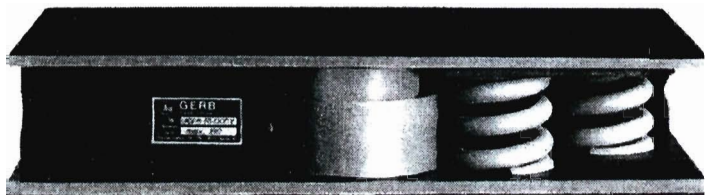
Jeżeli sztywność układów sprężyn w płaszczyźnie poziomej jest zbliżona do 85% sztywności w odniesieniu do kierunku pionowego [6], budynki wibroizolowane przy wykorzystaniu układów sprężynowych nie wymagają na ogół żadnych dodatkowych usztywnień, równoważąc obciążenia w płaszczyźnie poziomej, między innymi obciążenia dynamiczne wywołane porywami wiatru.

Przykłady wstępnie sprężonych układów amortyzatorów pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Wstępnie sprężane wibroizolacyjne układy sprężynowe [6]

Na rysunku 5 prezentowany jest element sprężystego układu wibroizolacyjnego, złożony ze stalowych sprężyn śrubowych i tłumika wiskotycznego, umieszczonych we wspólnej osłonie wodoodpornej, bez wstępnego sprężenia.



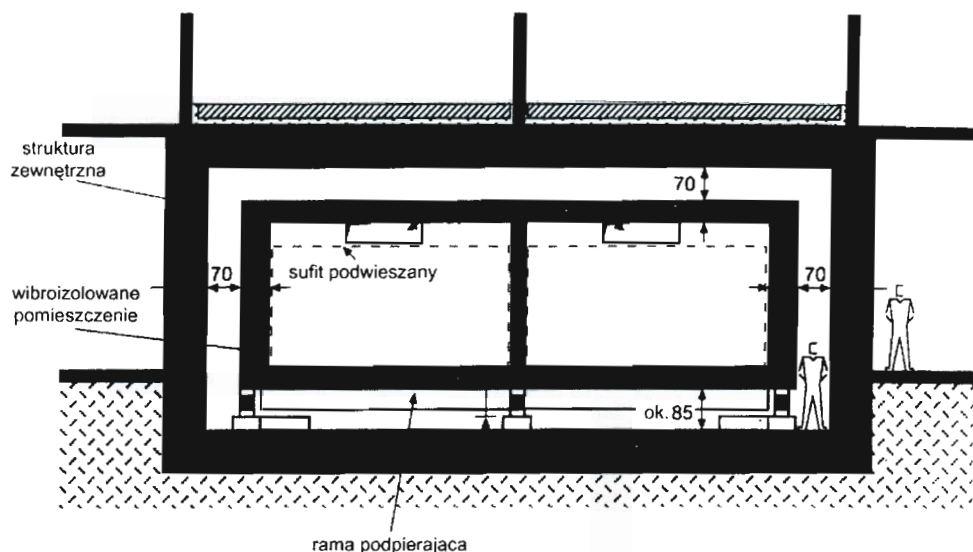
Rys. 5. Układ wibroizolacyjny z wbudowanym tłumikiem wiskotycznym [6]

Ciekawy, zdaniem autorów, jest przykład zrealizowanej w 1998 (w Hamburgu), wibroizolacji biernej czterech budynków mieszkalnych o masie 720 t oraz dwóch budynków odpowiednio o masie 1725 t i 1900 t, zlokalizowanych w bezpośrednim sąsiedztwie linii kolejowej [6]. Do przeciwdziałania drganiom wykorzystano 141 wstępnie sprężonych, pokazanych na rysunku 6, elementów antywibracyjnych, uzyskując przez to w każdym ze sprężyszc posadowionych obiektów pionową częstotliwość drgań własnych o wartości $\approx 3,7$ Hz, a tym samym osiągając stopień izolacji drgań w przedziale 85-95%.



Rys. 6. Wibroizolacja budynków mieszkalnych przy wykorzystaniu wstępnie sprężonych elementów sprężynowych [6]

Gdy wymagana jest ochrona przed wibracjami i hałasem niektórych pomieszczeń budynku, na przykład laboratoriów wyposażonych we wrażliwą na drgania aparaturę pomiarową, również jest możliwe zastosowanie właściwej wibroizolacji biernej, realizowanej przy wykorzystaniu układów spiralnych sprężyn stalowych. Metoda izolacji wydzielonych pomieszczeń nazywana jest metodą „pokoju w pokoju” i schematycznie prezentowana jest na rysunku 7.

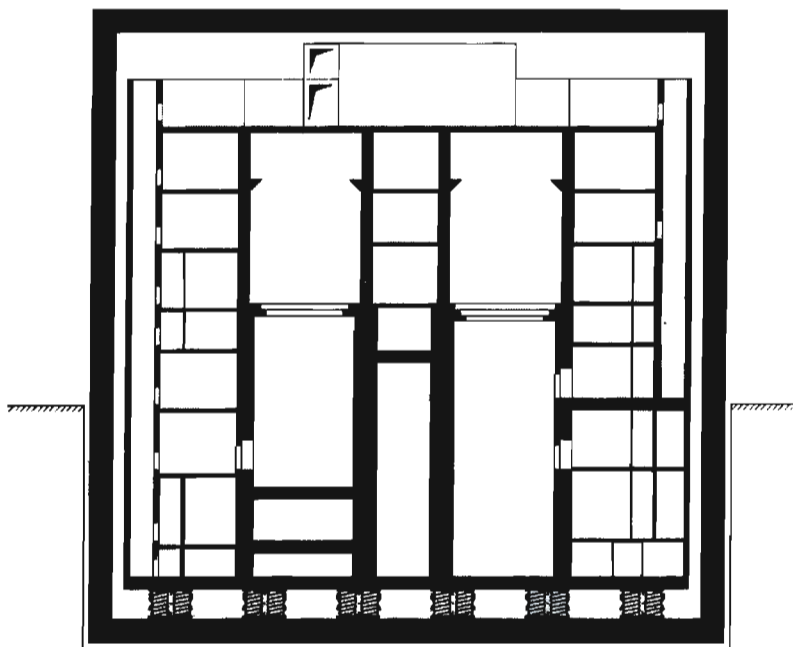


Rys. 7. Wibroizolacja wydzielonych pomieszczeń w budynku metodą *room-in-room* [5]

Obiekty budowlane, narażone na wpływy parasejsmiczne, sejsmiczne, a także na innego typu wibracje, na przykład spowodowane uderzeniem samolotu lub wybuchem gazu [12], [13], [14], najefektywniej chronione są przez stosowanie konstrukcji „dwupowłokowych”, znanych w literaturze anglojęzycznej pod nazwą „double shell” buildings [5]. Ideę takiego rozwiązania demonstruje rysunek 8.

Mniej kosztownym rozwiązaniem wibroizolacji wydzielonych elementów budynku jest elastyczne posadowienie podłóg na podkładach elastomerowych, układanych punktowo, pasmowo lub powierzchniowo. W przypadku biernej wibroizolacji podłóg, efektywniejszym rozwiązaniem jest stosowanie układów antywibracyjnych z wykorzystaniem punktowo rozmieszczonych spiralnych sprężyn stalowych, podpierających monolityczne, żelbetowe płyty podłogowe. Opisany sposób przeciwdziałania propagacji drgań wewnątrz budynku określany jest mianem „podłóg pływających”. Umożliwia uzyskanie bardzo niskich, o wartości około 0,5 Hz, częstotliwości składowych pionowych drgań własnych sprężyste

izolowanych płyt podłogowych, przeciwdziałając propagowaniu się wibracji zarówno z przyległych ścian i stropów na podłogi, jak i z podłóg na konstrukcję nośną obiektu.



Rys. 8. Wibroizolacja budynku dwu-powłokowego [5]

Dalsze ograniczenie intensywności wibracji wewnątrz obiektów budowlanych jest możliwe jest przy zastosowaniu wibroizolacji pasywnej schodów i płyt spocznikowych [8], [10].

3. Zakończenie

Opisane w pracy metody pasywnej wibroizolacji w różnym stopniu pozwalają ograniczyć poziom drgań propagowanych z arterii komunikacyjnych na obiekty budowlane. Przed podjęciem decyzji o wyborze rodzaju wibroizolacji pasywnej, zarówno w odniesieniu do obiektów projektowanych jak i zrealizowanych, w których niezbędne jest przeciwdziałanie nadmiernym wibracjom, konieczne jest przeanalizowanie możliwych rozwiązań w aspekcie stopnia izolacyjności drgań, trwałości i niezawodności, a także kosztów realizacji i eksploatacji.

Doświadczenia własne autorów pozwalają stwierdzić, że stosowanie wibroizolacji biernej w formie wstępnie sprzężonych układów amortyzatorów sprzężynowych jest rozwiązaniem praktycznym i optymalnym. Prócz wymaganej izolacyjności drgań, gwarantują one, w porównaniu z innymi rozwiązaniami, znacznie większą stabilność sprzężycie posadowionych budynków. Rozwiązanie cechuje niewrażliwość na oddziaływanie czynników atmosferycznych oraz, co istotne z ekonomicznego punktu widzenia, umożliwia ewentualną wymianę niesprawnych elementów sprzężystych, w dowolnym okresie eksploatacji obiektu, bez konieczności ingerowania w konstrukcję nośną budowli. O skuteczności tego typu wibroizolacji świadczy możliwość uzyskania stopnia izolacji drgań, określonego wzorem (3), o wartościach przekraczających 95%. I tak: dla obiektu budowlanego, na który działają drgania wymuszone o typowej dla wibracji komunikacyjnych częstotliwości $f_z = 10$ Hz, przy zastosowaniu amortyzatorów sprzężynowych o ugięciu pod obciążeniem statycznym $z = 8,16$ cm, uzyskuje się częstotliwość pionowych drgań własnych sprzężycie posadowionego obiektu o wartości $f_0 = 1,75$ Hz. Przy tak niskiej częstotliwości drgań własnych, w stosunku do propagowanych częstotliwości, stopień redukcji drgań, przy założeniu braku tłumienia w układzie $D = 0$, zgodnie z zależnością (3), wynosi $I = 96,8\%$, co odpowiada współczynnikowi przenoszenia opisanemu wzorem (4) o wartości $T = -30,01$ dB.

Odpowiednio dobierając charakterystyki układów sprzężynowych, o ugięciach statycznych do 25 cm, uzyskuje się obniżenie częstotliwości drgań własnych sprzężycie posadowionych budynków nawet do 1 Hz, tym samym w jeszcze większym stopniu przyczynia się do zwiększenia izolacyjności zastosowanej wibroizolacji.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Maciąg E.: *Drgania drogowe i ich wpływ na budynki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1990.
- [2] Instrukcja 348/98. *Diagnostyka dynamiczna i zabezpieczenia istniejących budynków mieszkalnych przed szkodliwym działaniem drgań na właściwości użytkowe budynków*. ITB, Warszawa, 1998.
- [3] Hort, Mensch, Waas: *Sicherung des Rhenania Ossag Hauses gegen Verkehrserschütterungen*. Bautechnik, Heft 10, 1932.
- [4] *Building Research Station Digest*. Vibration in building, 1/117, 2/118, 1970.

- [5] *Vibration Isolation Systems*. GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co KG, Germany, 2000.
- [6] *Vibration Isolation of Buildings*. Materiały reklamowe – GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Germany, 1998.
- [7] *Resilient Bedding of Buildings* – Material for advanced solutions. Materiały reklamowe – Getzner-Werkstoffe, Berlin, 2000.
- [8] Materiały reklamowe – Zakłady Gumowe SEMAG Sp. z o.o., 41-800 Zabrze, ul. Janika 4.
- [9] *Resilient mounting of a Multiple Dwelling Building – Experimental verification*. Report No. 43 669/1.
- [10] *Schallisolation*. Materiały reklamowe – H-Bau Technik GmbH, Postfach 11 20, 79766 Klettgau.
- [11] Chyży T., Czech K. R., Tribillo R.: *Badania i ocena efektywności wibroizolacji pasywnej w problemach komunikacyjnych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Z. 23, Białystok, 2003.
- [12] Chyży T., Cholewicki A.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynkach mieszkalnych – analiza zaistniałych przypadków katastrof*. I Ogólnopolskie Sympozjum „Kompleksowa ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu”, Katowice, 1999.
- [13] Chyży T., Cholewicki A.: *Ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu*. Monografia. GIG, Katowice, 2002.
- [14] Chyży T.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynku – pojęcia podstawowe*. Zeszyty Naukowe PB, Budownictwo, Z. 21, Białystok, 2001.
- [15] PN-85/B-02170 - *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*.

THE METHODS OF PASSIVE VIBROISOLATION OF BUILDINGS IN SCOPE OF ELIMINATION AN INFLUENCE OF THE TRAFFIC'S VIBRATION

Summary: This paper describes actions that could be taken in scope of passive vibroisolation of buildings or their separated structural components against the harmful influence of vibrations generated by road and railway traffic.

Key words: dynamics, passive vibroisolation, structural damping, traffic vibrations

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/WB/1/02.

Tadeusz Chyży, Krzysztof Robert Czech, Rościśław Tribińko

REDUKCJA ODDZIAŁYWAŃ DYNAMICZNYCH, GENEROWANYCH RUCHEM POJAZDÓW KOŁOWYCH, NA BUDOWLE INŻYNIERSKIE

Streszczenie: W pracy prezentowane są doświadczenia i procesy realizacyjne, jakie mogą być podjęte w zakresie pasywnej wibroizolacji źródeł drgań komunikacyjnych. Eksponowane są problemy wibroizolacji torowisk pojazdów kołowych w aspekcie szkodliwego oddziaływania drgań przez podłoże, na budynki z uwzględnieniem przepisów normy [15].

Słowa kluczowe: dynamika, drgania komunikacyjne, wibroizolacja bierna

1. Wstęp

Niniejszy artykuł jest kolejną publikacją autorów, związaną z zagadnieniem minimalizacji szkodliwych oddziaływań drgań, szczególnie wywołanych ruchem drogowym i szynowym, na posadowione w pobliżu ciągów komunikacyjnych obiekty budowlane. Niekorzystnemu oddziaływaniu tego typu wibracji można przeciwdziałać między innymi poprzez dobór materiałów konstrukcyjnych o dużych wartościach współczynników tłumienia drgań tarcie wewnętrzne. Metody badań materiałowych w aspekcie charakterystyk tłumiących publikowali autorzy w pracach [16] [17]. Możliwe jest także odpowiednie kształtowanie przekrojów elementów konstrukcyjnych i połączeń między nimi, tak aby uzyskać również właściwy poziom tłumienia konstrukcyjnego. Jednakże najefektywniejszym sposobem ograniczenia szkodliwego wpływu wibracji na odbiornik drgań jest zastosowanie wibroizolacji biernej indywidualnych elementów konstrukcyjnych jak i całych obiektów budowlanych [14]. Działania omówione w pracy [14], aczkolwiek skuteczne, odnoszą się do wibroizolowanych obiektów budowlanych i nie mają wpływu na redukcję poziomu drgań w sąsiednich obiektach. Przed podjęciem właściwej i optymalnej decyzji o wyborze sposobu minimalizacji wpływu drgań na otoczenie należy przeanalizować efektywność przeciwdziałania drga-

niom na drodze ich propagacji lub w strefie źródła drgań. Rezultaty działań związanych z redukcją drgań na drodze propagacji są dyskusyjne, prowadzą często do efektów nieoczekiwanych; w szczególnych przypadkach może wystąpić zwiększenie nasilenia intensywności, natomiast efekty wibroizolacji źródła drgań są inżyniersko-poprawne. Ten obszar wibroizolacji pasywnej analizowany jest w prezentowanej pracy.

2. Analiza sposobów wibroizolacji biernej źródła drgań

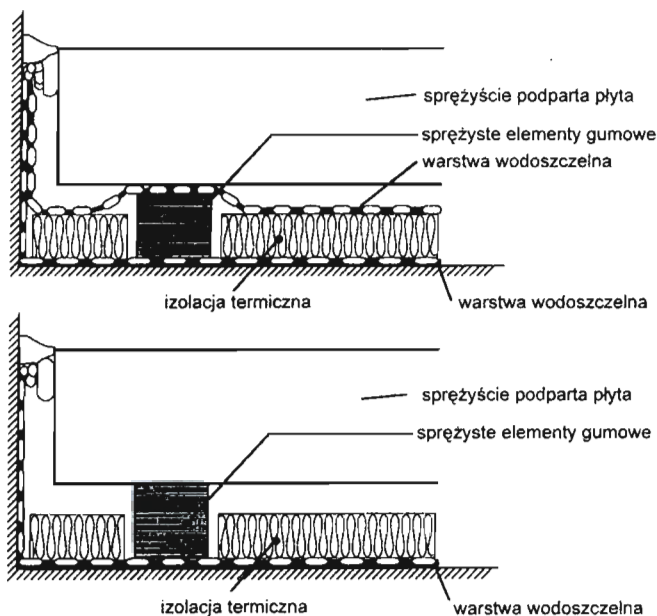
Efektywnym sposobem minimalizacji drgań propagowanych z obszaru jezdni do otoczenia, wywołanych ruchem pojazdów kołowych jest utrzymanie w dobrym stanie nawierzchni drogowych i torowisk pojazdów szynowych. Dotyczy to między innymi torów, połączeń między torami i rozjazdów [1]. Oddziaływania drgań komunikacyjnych mogą zostać również zmniejszone poprzez wprowadzenie ograniczeń związanych z prędkościami przejazdu i dopuszczalnymi masami przewożonych ładunków, co dotyczy zarówno pojazdów kołowych jak i szynowych.

Istotny jest także stan techniczny poruszających się pojazdów, a szczególnie uszkodzenia i nierównoważenie mas odśrodkowo działających na koła. W pojazdach szynowych koła nie powinny być zdeformowane i uszkodzone na obwodach, co w sformułowaniu podanym oznacza, że nie mogą być „powybijane” [2]. Funkcje walcowej linii obwodów powinny być dostatecznie gładkie.

Znaczny wpływ na wielkość generowanych drgań ma także konstrukcja drogi. Przejazd pojazdów drogą z prawidłowo wykonaną i utrzymaną w dobrym stanie technicznym podbudową powoduje korzystne zmiany amplitud drgań. Bardzo wytrzymałe struktury przekroju poprzecznych dróg nie są podatne na powstawanie nierówności i mogą być przystosowane do ruchu pojazdów ciężkich. Wyniki badań [3], [5] potwierdzają, że dobre efekty powoduje czynność stabilizacji podłoża palami piaskowymi lub wapiennymi, gdyż uzyskuje się redukcję drgań do 40% [3], czy też palami betonowymi z górną płytą żelbetową, w którym to przypadku redukcja wynosi nawet 70% [5].

Zmniejszenie intensywności wibracji wywołanych ruchem drogowym można także osiągnąć przez sprężyste podparcie konstrukcji jezdni, przy wykorzystaniu układanych pasmowo lub punktowo pod płytą jezdnią elementów sprężystych, wykonanych z elastomerów lub niewulkanizowanej gumy. Konstrukcje tego typu nazywane są w literaturze anglojęzycznej *the system of the floating pavement slabs* (*system pływających płyt drogowych*), a przykłady rozwiązań przedstawiono

na rysunku 1. Aby zapewnić bezawaryjną pracę sprężystości podpartego układu jezdni, konstrukcję należy odpowiednio zabezpieczyć przed przenikaniem wody oraz wykonać izolację termiczną, co z kolei wymaga zwiększenia nakładów finansowych. Znaczny koszt w porównaniu z rozwiązaniami tradycyjnymi wpływa na ograniczenie zakresu stosowania systemu pływających płyt drogowych do miejsc, w których oddziaływania dynamiczne od ruchu pojazdów kołowych są szczególnie intensywne i mogą być przyczyną przyspieszonego zużycia i uszkodzeń konstrukcyjnych obiektów sąsiednich. Mogą to być budowle zabytkowe uwarunkowane architektonicznie lub historycznie, a także wiele innych obiektów, w których niedopuszczalne jest występowanie nadmiernych wibracji technologicznych, jak na przykład elektrownie jądrowe i obiekty wyposażone w specjalistyczną aparaturę pomiarową czułą na drgania.



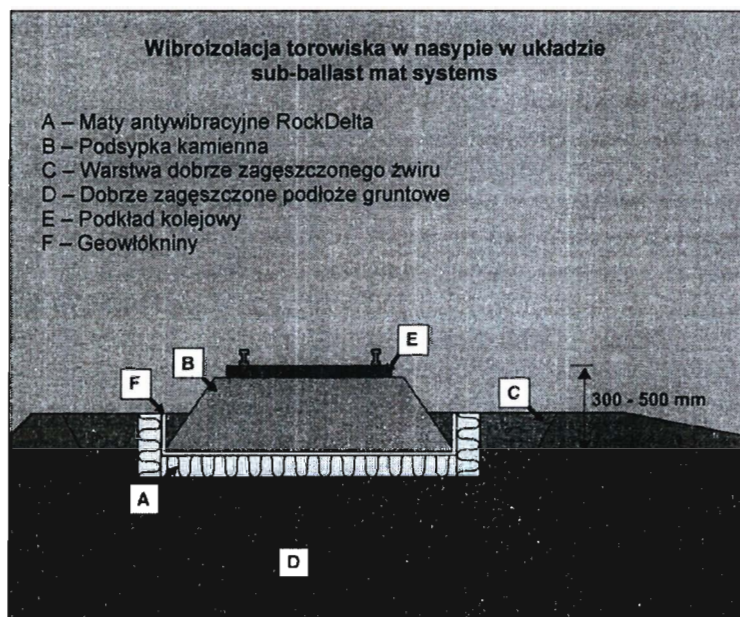
Rys. 1. Sprężystość podparta płyty jezdni z izolacją termiczną i wodoodporną [6]

W odniesieniu do pojazdów szynowych, z uwagi na wysoki poziom wzbudzanych drgań i hałasu, w ostatnich latach coraz częściej stosowane są podtorza z wibroizolacją. Przykładem znanym autorom mogą być zastosowane w Krakowie podtorza tramwajowe, na licencji węgierskiej, z wibroizolacją z warstwy asfaltobetonu grubości 10 cm lub asfaltu ubijanego typu *JU-20* lub *JU-35*. Z przeprowadzonych badań skuteczności tego typu wibroizolacji podtorza tram-

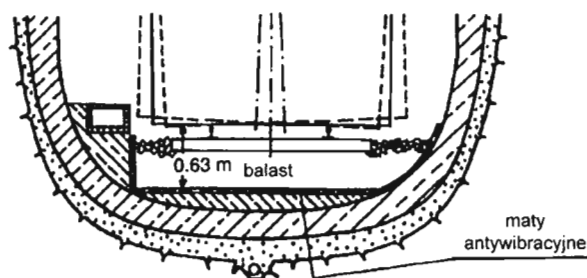
wajowego o trwałości trzy-, czterokrotnie większej niż podtorza tradycyjnego [4] wynika, że w zależności od konstrukcji obiektu, na który przekazywane są wibracje, ich poziom może ulec redukcji, pozostać bez zmian lub nawet wzrosnąć. Intensyfikacja rejestrowanych amplitud przyspieszeń po przeprowadzonej wymianie podtorzy była szczególnie istotna dla składowych poziomych drgań: prostopadłych x i równoległych do osi ulicy y , głównie w zakresie mniej szkodliwych dla budynków wyższych częstotliwości w przedziale 40-63 Hz. W zakresie średnich częstotliwości około 10-31,6 Hz, rejestrowane wartości amplitud zazwyczaj są mniejsze. Według badań autorów pracy [4] zastosowana wibroizolacja torowisk umożliwiła uzyskanie najlepszych efektów w odniesieniu do składowych pionowych drgań z w granicach 6÷38%.

Najnowsze metody redukcji hałasu i drgań u źródeł wywołanych przemieszczaniem się pojazdów szynowych, podobnie jak przy ruchu drogowym, uwarunkowane są zastosowaniem elastomerowych lub gumopodobnych elementów sprężystych.

Prostym i efektywnym rozwiązaniem jest układanie pod warstwą balastową torowiska, którą stanowi kruszywo wraz z podkładami kolejowymi i torami, gumowych lub elastomerowych dywanów. Rozwiązania tego typu, w których każdy z elementów konstrukcji torowiska (balast, mata, grunt) zachowuje się jak oddzielna warstwa wibroizolacyjna z ograniczonymi strefami kontaktu, nazywane są *układami sprężystości podpartych torowisk*. W literaturze anglojęzycznej [6] znane są pod nazwą *sub-ballast mat systems*. Przy zastosowaniu obecnie produkowanych mat antywibracyjnych, grubości od kilku do 80 milimetrów, trwałych i odpornych na działanie czynników atmosferycznych oraz przejmujących znaczne obciążenia, układy sprężystości podpartych torowisk efektywnie wpływają na redukcję poziomu generowanych drgań. Skuteczność prezentowanych układów jest technicznie uzasadniona przy wymuszeniach częstotliwości powyżej 16 Hz. Zgodnie z wynikami zamieszczonymi w pracy [6], przy wzbudzeniu drgań o częstotliwości 50 Hz, można osiągnąć redukcję poziomu wibracji nawet o 20 dB. Dodatkowy około czterodecybelowy wzrost skuteczności tłumienia drgań można uzyskać przez zwiększenie grubości warstwy balastowej z 30 do 60 cm, co zostało uwzględnione w pracy [6]. Jednakże należy zwrócić uwagę, że zwiększenie grubości warstwy balastu, bez zastosowania podkładu wibroizolacyjnego, na przykład maty, nie jest efektywne. Przykłady tego typu konstrukcji prezentowane są na rysunkach 2 i 3.



Rys. 2. Schemat wibroizolacji torowiska w nasypie w układzie *sub-ballast mat systems* [13]



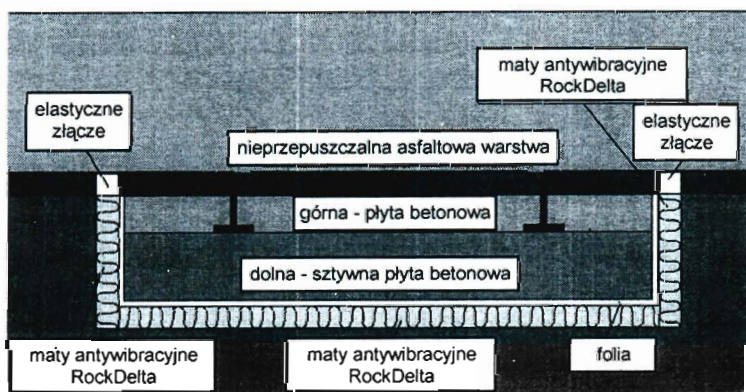
Rys. 3. Schemat wibroizolacji torowiska w tunelu w układzie *sub-ballast mat systems* [6]

Korzystniejszym rozwiązaniem pod względem skuteczności minimalizacji generowanych przejazdem pojazdów szynowych drgań jest konstrukcja torowiska w układzie *bezwładnościowo-sprężystym*, określanym w literaturze anglojęzycznej [13] *mass-spring system*, zwanym także *systemem płyt pływających* (*floating-slab-system*). Ze względu na większe koszty, w porównaniu z poprzednio prezentowanym rozwiązaniem, wynikające z przenoszenia przez podłoże gruntowe drgań

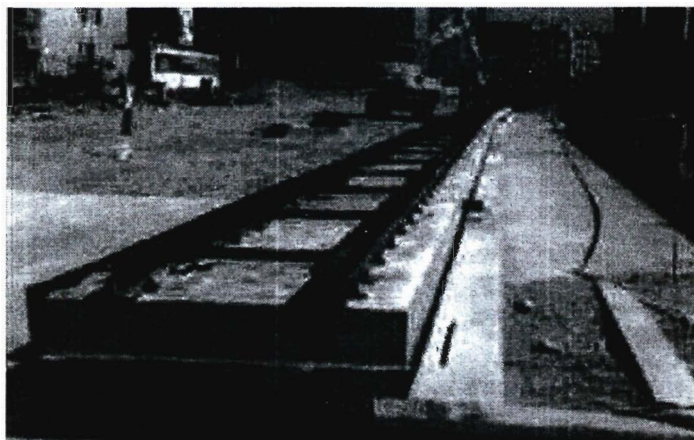
o bardzo niskich częstotliwościach, rzędu kilku herców, które zdefiniowane mogą być jako teoretycznie liniowe oscylatory harmoniczne, tego typu układ konstrukcyjny torowiska praktycznie wykorzystywany jest w sposób ograniczony przy budowie szybkich kolei podziemnych.

Częstotliwości drgań własnych torowisk w systemie płyt pływających powinny być minimalizowane, aby możliwe było efektywne tłumienie niebezpiecznych dla sąsiadujących z torowiskiem budowli. Istotny jest fakt, by częstotliwości drgań własnych wibroizolowanych konstrukcji torowisk nie były zsynchronizowane i zbliżone do częstotliwości drgań własnych pojazdów szynowych, utrzymujących się głównie w bardzo wąskim paśmie 1 do 2 Hz. Taka duża wrażliwość mogłaby być przyczyną, trudnych do oszacowania w sposób analityczny i praktycznego zweryfikowania procesów drgań rezonansowych. Z określonych charakterystyk wynika, że torowiska w układzie płyt pływających należy projektować tak, aby uzyskane częstotliwości drgań własnych nieznacznie przewyższały przedział wartości 4 – 5 Hz.

W procesie przekazywania wibracji z torowiska na podłoże gruntowe przez podkłady elastomerowe lub gumopodobne – układane punktowo, pasmowo lub pod całą powierzchnią płyt jezdnych prefabrykowanych lub monolitycznych stanowiących masy inercyjne – częstotliwości drgań własnych torowisk w systemie płyt pływających mieszczą się w przedziale od 8 do 15 Hz. Przykłady rozwiązań z wykorzystaniem wibroizolacyjnych mat sprężystych, układanych pod powierzchnią prefabrykowanych płyt torowisk, pokazano na rysunkach 4 i 5.



Rys. 4. Schemat torowiska w systemie płyt pływających [13]

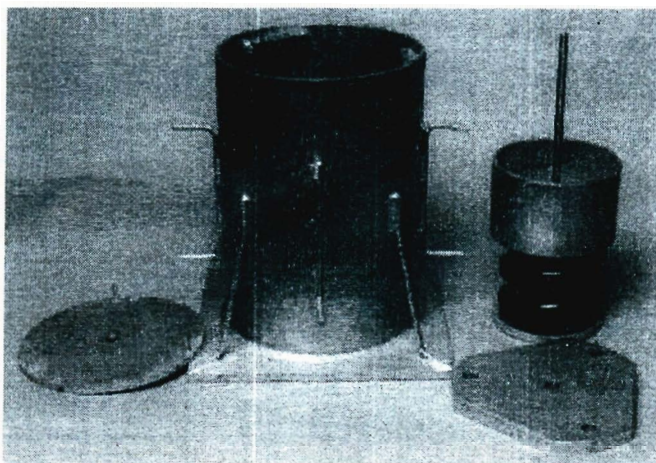


Rys. 5. Realizacja torowiska w lekkim systemie płyt pływających [11]

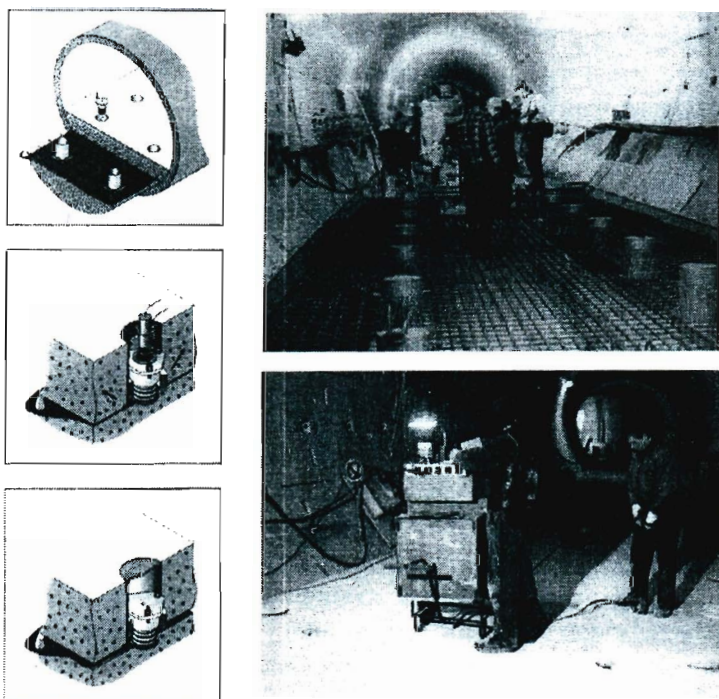
Niskie częstotliwości pionowych drgań własnych płyt jezdnych torowisk w systemie płyt pływających w przedziale 4 do 6 Hz i efektywne ograniczanie poziomu propagowanych do otoczenia drgań uzyskuje się wtedy, gdy sztywne płyty żelbetowe o dużej masie, stanowiące źródła działań procesów inercji, są sprężyste podparte na płytach fundamentowych, przy wykorzystaniu punktowo rozmieszczonych, elastycznych spiralnych sprężyn stalowych, lub układów sprężyn kompatybilnych z tłumikami wiskotycznymi [7]. W takich warunkach podziemne elementy konstrukcji przejmują obciążenia statyczne i niewielkie resztkowe wartości nie zrównoważonych sił dynamicznych. Rozwiązanie to charakteryzują także, znacznie mniejsze przemieszczenia i prędkości przemieszczeń w płaszczyźnie poziomej, niż w innych konwencjonalnych systemach, a to dzięki efektywnej trójwymiarowej stabilizacji drgań w czasie t_i .

Kolejną zaletą tak skonstruowanych torowisk, wpływającą na redukcję drgań generowanych w strefach kontaktu kół pojazdów z górną powierzchnią szyn, jest możliwość konstruowania monolitycznych płyt dużej rozpiętości, nawet do 100 m, bez konieczności stosowania dodatkowych, kosztownych i niekiedy nieefektywnych złączy.

Kolejne rozwiązanie wibroizolacji biernej torowiska jest najskuteczniejsze, ale i najdroższe spośród dotychczas analizowanych. Proces budowy torowisk w układzie bezwładnościowo-sprężystym płyt pływających z wykorzystaniem sprężyn stalowych rozwiązywany jest w sposób ilustrowany na rysunkach 6 i 7.



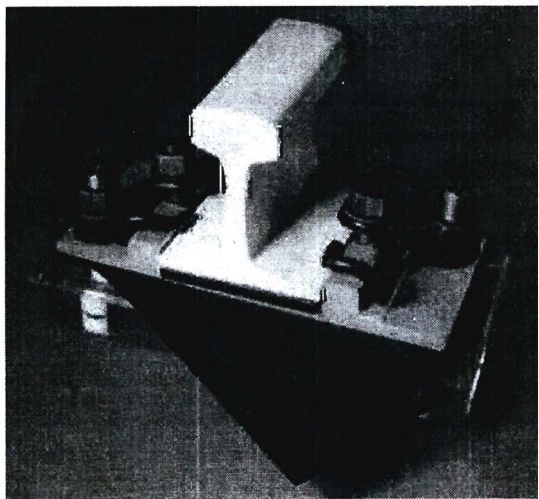
Rys. 6. Budowa elementu sprężystego podparcia płyt uwzględniających efekty inercyjne [9]



Rys. 7. Kolejne etapy budowy i unoszenia sprężysto podpartej monolitycznej żelbetowej płyty inercyjnej [9]

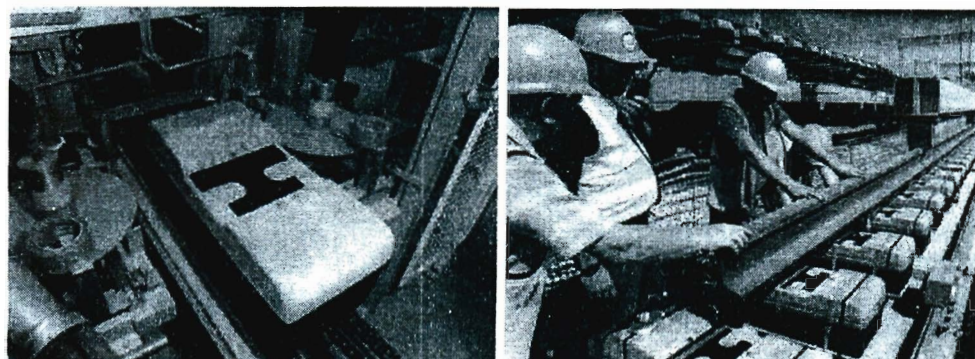
Monolityczne, żelbetowe inercyjne płyty jezdne, na których montowane są tory, wykonywane są bezpośrednio na płycie fundamentowej pokrytej specjalną folią, na której, po montażu obudów elementów sprężystych i wykonaniu zbrojenia, jest układana i zagęszczana warstwa betonu. Po uzyskaniu przez beton normatywnej wytrzymałości technologicznej i umieszczeniu w obudowach elementów sprężystych, nadaje się płytom kontrolowane przemieszczenia wywierając na sprężyny najpierw naprężenia ściskające a następnie stabilizując sprężyny w stanie określonym analitycznie. Praktycznie realizuje się opisane czynności wykorzystując przenośne systemy hydrauliczne, które umożliwiają unoszenie płyt o rozpiętości od 40 do 60 m.

Dodatkowe ograniczenie poziomu wzbudzanych drgań jest możliwe dzięki elastycznemu mocowaniu szyn do podkładów lub płyt inercyjnych w warunkach dopuszczalnych odkształceń szyn pod naciskiem kół pojazdów. Efekt tłumienia wywołany elastycznym połączeniem szyna-podkład rejestrowany jest już przy drganiach wzbudzonych o częstotliwości $f \approx 30$ Hz, przyczyniając się do zwiększenia stopnia izolacji (redukcji) drgań o około 10 dB przy $f \approx 50$ Hz [6]. Przykład sprężystego połączenia szyny z podkładem pokazano na rysunku 8.



Rys. 8. Sprężyste połączenie szyna-podkład [10]

Najnowsze rozwiązania elastycznego montowania torów, przy wykorzystaniu niezależnego, elastycznego, wielopunktowego podparcia każdego z torów pokazano na rysunku 9.

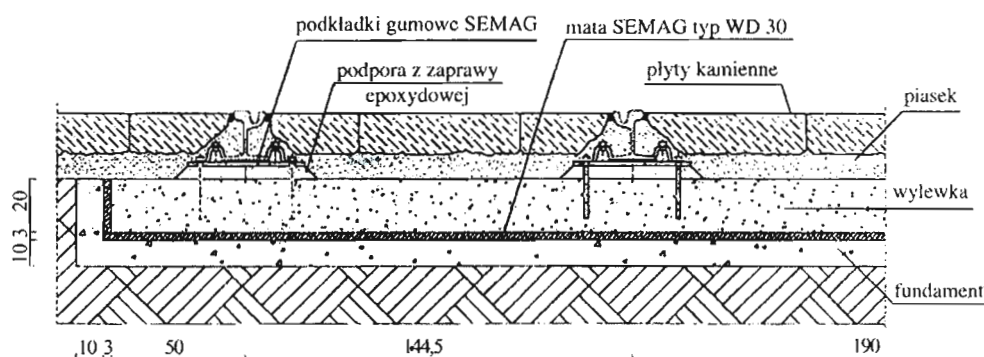


Rys. 9. Niezależne elastyczne podparcie torów [10]

Aby dodatkowo ograniczyć drgania i hałas, między szynami a podkładami kolejowymi lub płytą inercyjną, umieszczane są często elastomerowe podkładki kontaktowe (rys. 8).

Hałas generowany przejazdem pojazdów szynowych może być także teoretycznie wyciszany przez pokrycie główek szyn materiałem tłumiącym. Jednakże tego typu działania, zmniejszające hałas tylko od 2 do 5 dB, nie są uznawane za efektywne [6].

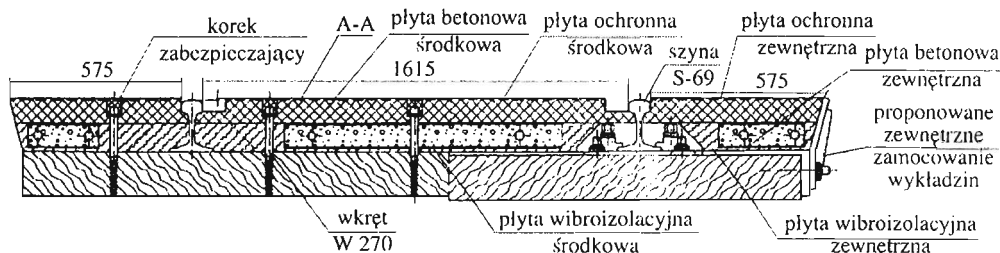
Szczególnie przydatne okazały się krajowe rozwiązania wibroizolacji biernej torowisk. Przykładowe rozwiązanie z wykorzystaniem mat i podkładek firmy Semag pokazano na rysunku 10.



Rys. 10. Wibroizolacja i dźwiękoizolacja torowiska [12]

Przejazd samochodów o dużej masie, szczególnie ciężarowych i autobusów, przez przejazdy kolejowe, generuje i propaguje do otoczenia siły dynamiczne o niskich częstotliwościach i znacznych amplitudach, które mogą w sposób szko-

dliwy wpływać na obiekty budowlane zlokalizowane w sąsiedztwie. Rozwiązanie tego problemu przedstawiono na rysunku 11, wykorzystując pracę [8].



Rys. 11. Wibroizolacja bierna przejścia kolejowego

3. Zakończenie

Zgodnie z obowiązującą normą [15], wpływ drgań przekazywanych na budynki przez podłoże gruntowe może być pominięty, gdy udział obciążenia dynamicznego w całości obciążeń zmiennych działających na konstrukcję jest niewielki. Na ogół przyjmuje się, że warunek ten zachodzi, gdy amplituda przyspieszeń poziomych drgań gruntu w miejscu posadowienia budynku jest mniejsza od 0,5% przyspieszenia ziemskiego g . Na tej podstawie w normie podano sytuacje, gdy w obliczeniach budynku można pominąć dodatkowe obciążenie wywołane drganiami. Ma to na przykład miejsce, gdy budynek znajduje się w odległości większej niż 15 m od linii tramwajowej albo od osi drogi kołowej I kategorii, czy drogi przelotowej oraz w odległości większej niż 25 m od osi linii kolejowej. Zastosowanie wibroizolacji pasywnej w źródle drgań, skutecznie przeciwdziałającej propagacji oddziaływań dynamicznych do otoczenia, może stanowić uzasadnienie znacznego zmniejszenia odległości podanych w normie [15], w zakresie szkodliwych oddziaływań dynamicznych, powyżej których pomijany może być ich wpływ w obliczeniach budynków. W zależności od stopnia skuteczności zastosowanej wibroizolacji wyrażonej zależnością (1), przy założeniu braku tłumienia w układzie oraz warunku $f/f_0 > \sqrt{2}$, możliwe jest wyznaczenie ze znanych zależności empirycznych [16], [18], danych określających odległości od źródła drgań, powyżej których ten wpływ na pobliskie budowle może zostać pominięty.

$$I = \frac{\left(\frac{f}{f_0}\right)^2 - 2}{\left(\frac{f}{f_0}\right)^2 - 1} \cdot 100 [\%], \quad (1)$$

gdzie wykorzystano oznaczenia:

I – stopień redukcji drgań,

f – częstotliwość drgań wymuszonych,

f_0 – częstotliwość drgań własnych sprężyste podpieranego układu.

Uzyskanie praktycznych wyników powinno być potwierdzone zakresem badań doświadczalnych w warunkach realizowanych obiektów w skali naturalnej.

Publikowana praca stanowi przyczynek do kontynuowania interesujących zdaniem autorów, badań nad tymi zagadnieniami z uwzględnieniem uwarunkowań ekonomicznych właściwych dla przemian gospodarczych. Autorzy wiążą pewien ograniczony optymizm w zakresie możliwości kontynuowania prac badawczych w spójnym systemie współpracy europejskiej.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Maciąg E.: *Drgania drogowe i ich wpływ na budynki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1990.
- [2] Instrukcja 348/98. *Diagnostyka dynamiczna i zabezpieczenia istniejących budynków mieszkalnych przed szkodliwym działaniem drgań na właściwości użytkowe budynków*. ITB, Warszawa, 1998.
- [3] Sasaki H., Kimoto T., Notu S.: *Investigations on Vibrations to Traffic – Their Actual Condition, Prediction and Reduction*, IRF World Meeting, Session S-1-12, Tokyo.
- [4] Maciąg E.: *Wpływ wibroizolacji toru tramwajowego na drgania budynków*. Politechnika Krakowska, Inżynieria i Budownictwo Nr 6/1995.
- [5] Tholen O.: *Ålgärder mot vibrationer alstrade av vägtrafik* (tłumaczenie ze szwedzkiego: *Przedsięwzięcia przeciwdziałające drganiom wytwarzanym przez ruch drogowy*), TRAVI-A, UPTec 8143 R, TEKNIKUM, Institute of Technology, Uppsala University 1981.
- [6] Bachmann H. et. al.: *Vibration problems in structures. Practical guidelines*. Birkhäuser, Boston, Berlin, 1995.

- [7] *Vibration Isolation Systems*. GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co KG, Germany, 2000.
- [8] **Adamczyk J., Targosz J.:** *Ochrona przed drganiami wywołanymi przez transport samochodowy*. Problemy Inżynierii Mechanicznej i Robotyki, Monografie, AGH, Kraków, 2000.
- [9] *Vibration isolation of rail and transit systems*. Materiały reklamowe firmy GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Germany, 2001.
- [10] *Resilient Rubber Components for Track Systems*. Materiały reklamowe firmy SaarGummi GmbH, D-66687 Wadern-Büschfeld.
- [11] *Clouth-USM Ballast Mat Program*. Materiały reklamowe firmy ContiTech TBS GmbH.
- [12] Materiały reklamowe – Zakłady Gumowe SEMAG Sp. z o.o., 41-800 Zabrze, ul. Janika 4.
- [13] Strona internetowa firmy Rock-Delta - www.rockdelta.com.
- [14] **Chyży T., Czech K. R., Tribillo R.:** *Koncepcja minimalizacji wpływu drgań komunikacyjnych na obiekty inżynierskie*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Z. 23, Białystok, 2003.
- [15] PN-85/B-02170 - *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*.
- [16] **Czech K. R., Tribillo R.:** *Koncepcja kształtowania stanowisk badawczych do oceny tłumienia drgań wzdłużnych betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Z. 22, Białystok, 2002.
- [17] **Czech K. R., Tribillo R.:** *Tłumienie drgań poprzecznych w elementach z betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Z. 22, Białystok, 2002.
- [18] **Ciesielski R., Maciąg E.:** *Drgania drogowe i ich wpływ na budynki*. Inżynieria komunikacyjna, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1990.

REDUCTION OF DYNAMICS INFLUENCES GENERATED BY TRAFFIC WHEELED VEHICLES FOR STRUCTURES

Summary: The work presents experiences and processes of realization that could be taken in scope of passive vibroisolation sources of traffic vibrations. The paper demonstrates some problems of vibroisolation of railway and road subgrades in the aspect of the harmful influence of vibrations transmitted by subsoil on buildings taking into consideration the rules of national standard [15].

Key words: dynamics, traffic vibrations, passive vibroisolation

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/WB/1/02.

Wojciech Gosk

BADANIE STABILNOŚCI I ZBIEŻNOŚCI ROZWIĄZAŃ RÓŻNICOWYCH PROBLEMU DRGAŃ BE- LEK SPRĘŻYSTYCH

Streszczenie: W pracy zaprezentowano zastosowanie jawnej metody różnicowej do opisu drgań belki obciążonej dynamicznie. Przedmiotem analizy jest badanie otrzymanych rozwiązań numerycznych w aspekcie ich stabilności i zbieżności. Pokazano, że można określić krok krytyczny ze względu na dyskretyzację w czasie, przy zachowaniu którego uzyskuje się rozwiązania stabilne w praktycznie nieograniczonym czasie.

Słowa kluczowe: belka, drgania, metoda różnicowa

1. Wstęp

Wyznaczenie rozwiązań problemów dynamiki konstrukcji jest na ogół trudne i uciążliwe w większości przypadków technicznych. Uzasadnia to potrzebę stosowania metod numerycznych, powszechnie uważanych za efektywne, zapewniających zadowalającą dokładność rozwiązań. Do metod tych należy zaliczyć również metodę różnic skończonych, konsekwentną z uwagi na dyskretyzację w przestrzeni i czasie.

Wprowadzenie dyskretyzacji względem czasu może być realizowane poprzez bezpośrednie albo pośrednie schematy różnicowe. Pierwsze z nich charakteryzują się warunkowo stabilnymi procedurami numerycznymi i wymagają małych kroków czasowych. Drugie są bezwarunkowo stabilne, co nie oznacza możliwości przyjmowania dowolnie dużego kroku czasowego.

W pracy skoncentrujemy się na oszacowaniu warunku stabilności dla procedur numerycznej analizy dynamiki belek sprężystych bezpośrednią metodą różnicową. Zbadamy aspekty spełnienia bądź niespełnienia tego warunku w analizach numerycznych.

Wyniki analiz przeprowadzonych w pracy są użyteczne nie tylko w rozwiązywaniu problemów związanych z dynamiką belek sprężystych ale i prętowych

układów dysypatywnych, także w rozwiązywaniu problemów dotyczących drgań parametrycznych. Początkowa forma ruchu rzeczywistych układów konstrukcyjnych jest bowiem zdominowana na ogół reakcją materiału natury sprężystej. Stąd szersze zastosowanie wniosków wynikających z niniejszej pracy.

2. Ogólna charakterystyka metod różnicowych

Ujęcie numeryczne problemu dynamiki przy wykorzystaniu metody różnic skończonych może być dwojakie. W pierwszym za punkt wyjścia przyjmujemy pełny układ równań problemu. Układ ten składa się z różniczkowych równań ruchu, definicji uogólnionych odkształceń rozważanej konstrukcji, związków pomiędzy siłami wewnętrznymi i stosownymi odkształceniami uogólnionymi (tzw. związki fizyczne problemu). Liczba tych równań jest znaczna, ale są to równania różniczkowe niskiego rzędu, formalnie co najwyżej drugiego. Dla takiego układu poszukujemy rozwiązania różnicowego. W drugim ujęciu wykorzystujemy do dyskretyzacji układ różniczkowych równań typu przemieszczeniowego. Otrzymuje się go z redukcji pełnego układu równań problemu. W ogólnym przypadku konstrukcji przestrzennej jest to układ trzech równań różniczkowych ze względu na składowe wektora przemieszczenia u, v, w . Rząd przemieszczeniowych równań różniczkowych takiego problemu jest w tym podejściu wyższy niż pełnego układu równań wyjściowych.

Dyskretyzacja przestrzenna przekształca układ równań różniczkowych względem zmiennych przestrzennych w układ równań różnicowych. Stosowane mogą być różne schematy przekształcania operatorów różniczkowych względem zmiennych przestrzennych w operatory różnicowe. Cechują się one różną dokładnością, wiążąc przemieszczenia węzłów należące do większego lub mniejszego otoczenia rozważanego punktu wewnętrznego konstrukcji. Nie jest możliwe na ogół zachowanie stałego rzędu aproksymacji różnicowej we wszystkich węzłach wewnętrznych konstrukcji. W otoczeniu brzegów rząd tych operatorów różnicowych musi ulec zmniejszeniu. Uzupełnieniem układu równań problemu w każdym z tych dwóch ujęć są warunki brzegowe, które mogą najczęściej sprowadzać się do warunków typu algebraicznego lub równań różnicowych, na ogół z koniecznością wprowadzenia fikcyjnych węzłów pozabrzgowych.

Dyskretyzacja względem czasu polega zwykle na wprowadzeniu stałego kroku czasowego i przyjęciu prawa zmiany przyspieszenia przy przejściu od chwili t^n do chwili t^{n+1} . W zależności od przyjętego prawa zmiany przyspieszenia uzyskuje się jawne bądź niejawne schematy całkowania względem czasu.

Najprostszym prawem tej zmiany jest założenie, że przyspieszenie to jest stałe na kroku czasowym i równe znanej wartości z początku kroku. Takie założenie właściwe jest jawnemu schematowi różnicowemu. Sformułowanie jawne umożliwia sekwencyjne wykorzystywanie układu równań problemu bez potrzeby rozwiązywania układu równań algebraicznych względem przemieszczeń w węzłach zdyskretyzowanej konstrukcji [1].

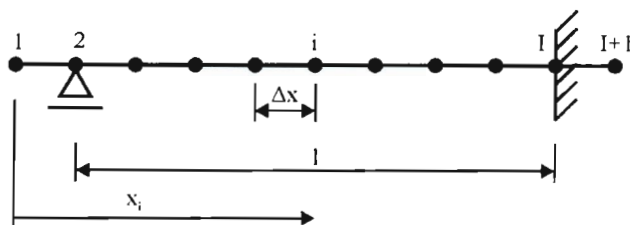
Inne możliwe prawa zmiany tego przyspieszenia to stałe przyspieszenie jak na końcu kroku czasowego, liniowa jego zmienność pomiędzy wartościami przyspieszenia z chwil początkowej i końcowej kroku, wartość średnia przyspieszeń skrajnych albo wprowadzające wartości w punktach pośrednich na zdyskretyzowanej osi czasu. W prawach tych wartości przyspieszeń z końca kroku czasowego podlegają wyznaczeniu z układu równań – globalnie dla całej konstrukcji. Ten układ równań algebraicznych opisuje warunki ruchu dla węzłów z wnętrza konstrukcji oraz warunki brzegowe.

W każdym z opisanych schematów możliwe jest też uwzględnienie prawa ewolucji przyspieszenia na kroku czasowym na podstawie znanych jego historycznie wartości w danym węźle konstrukcji, na podstawie tzw. wielopunktowej aproksymacji. Uzyskuje się w ten sposób rozwiązania silnie uwarunkowane wcześniejszą ewolucją procesu deformacji [2].

3. Ogólny algorytm jawnej metody różnicowej

Algorytm przedstawimy w zastosowaniu do rozwiązania zagadnienia drgań belek sprężystych. Wprowadzamy podział osi belki z krokiem Δx . Z uwagi na potrzebę wyrażenia warunków brzegowych wprowadzamy węzły fikcyjne przyległe do podpór belki, ale położone na zewnątrz (rys. 1). Rozpoczynamy numerowanie tych węzłów począwszy od lewego węzła fikcyjnego belki. Poszczególne węzły są określone współrzędną $x_i = i\Delta x$. Liczba I oznacza numer węzła umieszczonego w prawej podporze.

Całkowania równań ruchu dokonamy ze stałym krokiem czasowym Δt , $t^n = n\Delta t$. Zgodnie z istotą metody jawnej przyjmujemy, że w chwili t^n i chwilach poprzednich znamy siły wewnętrzne, przemieszczenia i prędkości przemieszczeń w każdym węźle i osi belki.



Rys. 1. Schemat dyskretyzacji osi belki

Ogólny algorytm bezpośredniej metody różnicowej przedstawia się następująco:

1. Z równań równowagi wyznacza się przyspieszenie $\ddot{w}_i^n$ poszczególnych punktów w chwili t^n .
2. Z formuły różnicowej na przyspieszenie

$$\ddot{w}_i^n = \frac{w_i^{n+1} - 2w_i^n + w_i^{n-1}}{\Delta t^2}, \quad i = 1, 2, \dots, I+1 \quad (1)$$

określa się ugięcia w_i^{n+1} we wszystkich węzłach „i” oraz w chwili następnej t^{n+1} .

3. Znając w_i^{n+1} , oblicza się w każdym węźle:

- krzywizny na podstawie związku geometrycznego,
- momenty zginające na podstawie uogólnionego prawa fizycznego,
- siły poprzeczne jako pochodne momentów zginających.

Operacje wykonane według punktu 3 określają wielkości na końcu kroku czasowego (t^n, t^{n+1}) . Są to jednocześnie wielkości początkowe dla następnego kroku, (t^{n+1}, t^{n+2}) . Tym samym możliwe jest wyznaczanie ewolucji funkcji rozważanego problemu.

Cechą omawianej metody jest schodkowa aproksymacja zmienności przyspieszenia w czasie. Aby taka aproksymacja prowadziła do poprawnych wyników, konieczne jest stosowanie małego kroku czasowego Δt . Wartość tego kroku powinna być tak dobrana, aby procedura numeryczna była stabilna w tym sensie, żeby błędy wynikające z aproksymacji operatorów różniczkowych operatorami różnicowymi nie potęgowały się w sekwencyjnych obliczeniach numerycznych. Jednocześnie należy zadbać, aby sposobem dyskretyzacji przestrzennej, wyrażeniem warunków brzegowych oraz wielkością kroku czasowego za-

pewnić uzyskanie rozwiązania numerycznego, które będzie można ocenić jako zbieżne z rozwiązaniem problemu różniczkowego.

4. Warunek stabilności

Z literatury wiadomo, że jawna metoda różnicowa jest warunkowo stabilna [1-3]. Oznacza to, że nie można zupełnie dowolnie dokonywać wyboru wartości kroków: przestrzennego Δx i czasowego Δt . Wartości te muszą spełniać pewną wzajemną relację. Równanie różniczkowe opisujące drgania wymuszone belek ma postać

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + \frac{EJ}{m} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - q = 0, \quad (2)$$

gdzie $w = w(x, t)$ jest analitycznym rozwiązaniem problemu drgań wymuszonych obciążeniem $q(x, t)$. Dokonując w równaniu (2) zamiany operatorów różniczkowych na różnicowe z pewnym błędem obcięcia otrzymujemy równanie podstawowe dla rozwiązania numerycznego $\bar{w}$, które wyznaczymy nie w formie analitycznej, ale dyskretnej w węzłach podziału osi belki x_i oraz w dyskretnych chwilach t^n . Fakt ten podkreślimy zapisując $\bar{w} = \bar{w}_i^n$. Rozwiązanie numeryczne spełnia równanie

$$\left(\frac{\Delta^2 \bar{w}}{\Delta t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\Delta^4 \bar{w}}{\Delta x^4} - q \right) \Big|_i^n = 0. \quad (3)$$

Warunek zgodności aproksymacji różnicowej wyraża się następująco:

$$\left(\frac{\Delta^2 \bar{w}}{\Delta t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\Delta^4 \bar{w}}{\Delta x^4} - q \right) \Big|_i^n = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - q \right) \Big|_i^n = 0, \quad (4)$$

co zachodzi z dokładnością do błędu obcięcia. Wzajemną zależność pomiędzy rozwiązaniem analitycznym w i numerycznym $\bar{w}$ zapiszemy

$$\bar{w}_i^n = w_i^n + \delta_i^n, \quad (5)$$

gdzie δ_i^n jest błędem lokalnym w węźle x_i i chwili t^n .

Z warunku zgodności 4 wynika, że błąd numeryczny rozwiązania spełnia równanie jednorodne drgań belki

$$\left(\frac{\Delta^2 \delta}{\Delta t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\Delta^4 \delta}{\Delta x^4} \right) \Bigg|_i^n = 0. \quad (6)$$

Czasoprzestrzenny rozkład błędu numerycznego wyrazi się więc przez funkcje własne problemu drgań sprężystych, $U(\beta_k x_i)$

$$\delta_i^n = \sum_{k=1}^K \delta_{i(k)}^n = \sum_{k=1}^K e^{\alpha_k t^n} U(\beta_k x_i), \quad (7)$$

gdzie β_k – wartości własne.

Wyjaśnimy dalej, że najbardziej wrażliwa na nieograniczoną ewolucję w czasie jest składowa „ k -ta” błędu lokalnego dla k największego, $k = K$. Określimy więc warunek ograniczonej ewolucji składowej $\delta_{i(K)}^n$ błędu całkowitego δ_i^n . Określimy tę składową błędu jako

$$\delta_{i(K)}^n = e^{\alpha_K t^n} U(\beta_K x_i) = e^{\alpha_K t^n} U_{i(K)}. \quad (8)$$

Na podstawie równania (8) otrzymamy

$$\begin{aligned} \delta_{i(K)}^{n-1} &= e^{-\alpha_K \Delta t} \delta_{i(K)}^n, \\ \delta_{i(K)}^{n+1} &= e^{\alpha_K \Delta t} \delta_{i(K)}^n. \end{aligned} \quad (9)$$

Z zależności (8) i (9) wyznaczymy

$$\frac{\delta_{i(K)}^{n+1}}{\delta_{i(K)}^n} = \frac{\delta_{i(K)}^n}{\delta_{i(K)}^{n-1}} = e^{\alpha_K \Delta t} = \xi. \quad (10)$$

Analizujemy dalej równanie (6) dla składowej $\delta_{i(K)}^n$. Określamy przyspieszenie zmian tej składowej formułą różnicy centralnej,

$$\frac{\Delta^2 \delta_{i(K)}^n}{\Delta t^2} = \frac{\delta_{i(K)}^{n+1} - 2\delta_{i(K)}^n + \delta_{i(K)}^{n-1}}{\Delta t^2}. \quad (11)$$

Pochodną w drugim członie równania (6) można wyrazić jako

$$\frac{\Delta^4 \delta_{i(K)}^n}{\Delta x^4} = \beta_K^4 U_{i(K)}, \quad (12)$$

ponieważ funkcje własne belki sprężystej są funkcjami Kryłowa o własnościach cyklicznych względem różniczkowania. Wielkość β_K jest najwyższą wartością własną. Podstawiając (11) i (12) do (6) oraz wykorzystując zależność (10) otrzymamy równanie kwadratowe ze względu na „prędkość” ewolucji błędu lokalnego w czasie

$$\xi^2 - 2(1 - 0,5\omega_K^2 \Delta t^2)\xi + 1 = 0, \quad (13)$$

gdzie

$$\omega_K^2 = \left(\frac{\beta_K}{l} \right)^4 \frac{EI}{m}. \quad (14)$$

pierwiastkami równania (13) są:

$$\xi_{1,2} = 1 - \frac{(\omega_K \Delta t)^2}{2} \pm \sqrt{-1\omega_K \Delta t} \sqrt{1 - \frac{(\omega_K \Delta t)^2}{4}}. \quad (15)$$

Z równania (10) wynika, że błąd numeryczny nie będzie narastał w kolejnych cyklach obliczeń, jeżeli

$$|\xi_{1,2}| \leq 1. \quad (16)$$

Prowadzi to do nierówności (por. (15))

$$-1 \leq 1 - 0,5\omega_K^2 \Delta t^2 \leq 1. \quad (17)$$

Nierówność (17) umożliwia wyznaczenie krytycznej wartości kroku czasowego

$$\Delta t \leq \Delta t_{kr} = \frac{2}{\omega_K}. \quad (18)$$

Z nierówności (18) wynika, że najsilniejsze ograniczenie na krok czasowy wprowadza częstotliwość najwyższej formy drgań własnych, co wyjaśnia uczynioną uwagę po wzorze (7). Nadmienimy, że ω_K zależy od dyskretyzacji osi belki, kroku przestrzennego Δx .

$$\omega_K = \left(\frac{\beta_K}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EJ}{m}}. \quad (19)$$

Dla belek swobodnie podpartych obciążonych symetrycznie

$$\beta_K = K\pi. \quad (20)$$

Dla analogicznego przypadku belki obustronnie utwierdzonej

$$\beta_K \approx \frac{2K+1}{2}\pi. \quad (21)$$

We wzorach (20) i (21) K pozostaje w relacji do numeru I węzła w prawej podporze belki

$$K = I - 2. \quad (22)$$

5. Badanie stabilności rozwiązań numerycznych dla belek

5.1. Belka swobodnie podparta

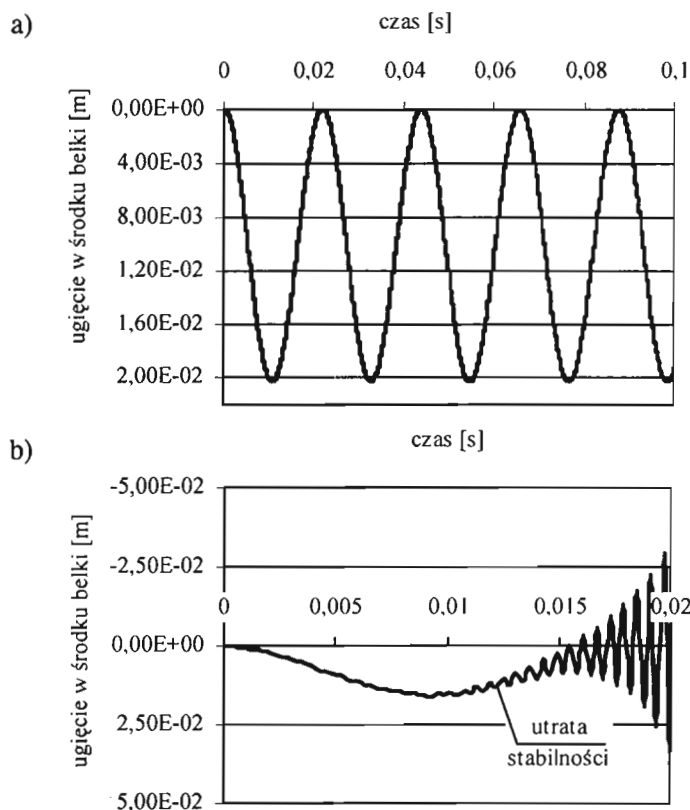
Rozpatrujemy belkę poddaną działaniu dynamicznego obciążenia równomiernie rozłożonego o intensywności

$$q(x, t) = q \cdot f(t), \quad (23)$$

gdzie $f(t) = 1$ dla $t \geq 0$. Przegubowe podparcie belki wyrażają relacje ugięć węzłów fikcyjnych i przypodporowych belki,

$$\begin{aligned} w_1^n &= -w_3^n, \\ w_{I-1}^n &= -w_{I+1}^n. \end{aligned} \quad (24)$$

Zmienność w czasie ugięcia punktu środkowego belki jest podana na rysunku 2. Krzywa prezentuje rozwiązanie uzyskane dla liczby podziału osi belki $I = 190$ przy zachowaniu wymogu stabilności procedury numerycznej (rys. 2a) oraz z zaniedbaniem tego wymogu (rys. 2b). Przekroczenie pewnej wartości krytycznej, nawet nieznaczne, powoduje, że procedura numeryczna gwałtownie traci swoją stabilność.



Rys. 2. Wyniki analizy numerycznej dla belki swobodnie podpartej

5.2. Belka obustronnie utwierdzona

Analizujemy dynamiczne zachowanie belki pod działaniem siły skupionej P , działającej w węźle środkowym,

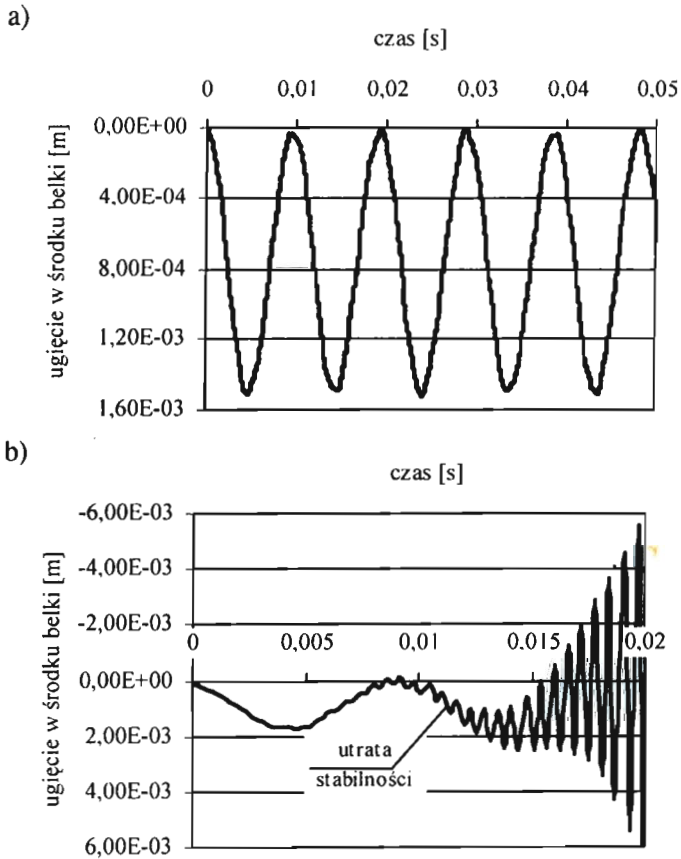
$$P(t) = P \cdot f(t), \quad (25)$$

gdzie $f(t) = 1$ dla $t \geq 0$.

Warunki sztywnego podparcia belki wyrażają relacje ugięć węzłów fikcyjnych i przyporodkowych belki,

$$\begin{aligned} w_1^n &= w_3^n, \\ w_{I-1}^n &= w_{I+1}^n. \end{aligned} \quad (26)$$

Wyniki przykładowych testów przedstawiono na rysunku 3.



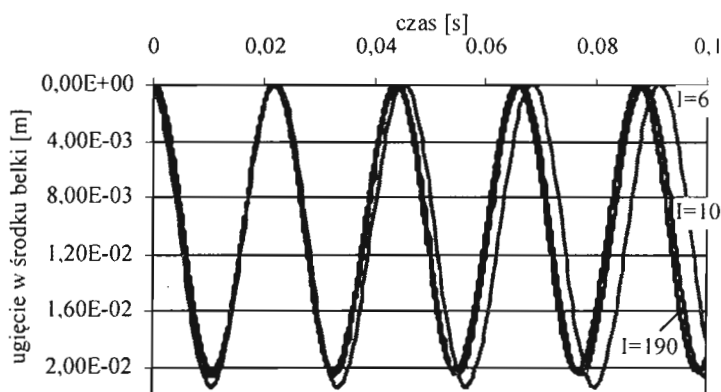
Rys. 3. Wyniki analizy numerycznej dla belki obustronnie zamocowanej

6. Badanie zbieżności rozwiązania numerycznego

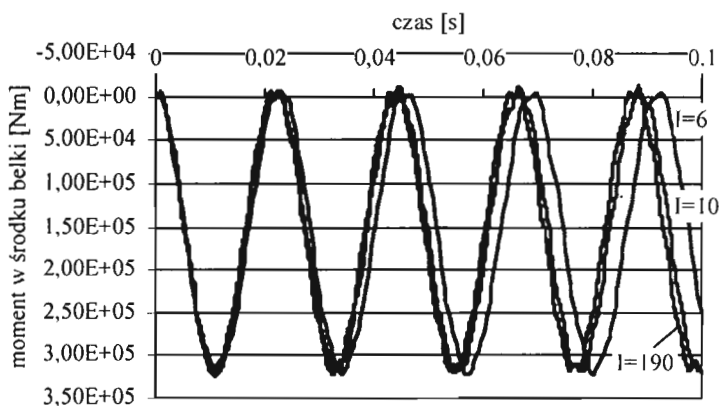
6.1. Belka swobodnie podparta

Belkę identyczną z belką, o której mowa w punkcie 5.1, poddajemy analizie przy różnej gęstości podziału na elementy. Zmienność ugięcia oraz momentu zginającego punktu środkowego belki w czasie pokazano na rysunku 4. Poprzez poszczególne krzywe prezentowane są rozwiązania uzyskane dla zróżnicowanej liczby podziału osi belki I ($I = 6$, $I = 10$ i $I = 190$) przy zachowaniu wymogu stabilności procedury numerycznej. Zwiększenie liczby węzłów na osi belki w sposób znaczący poprawia zbieżność rozwiązania i podnosi jego dokładność.

a)



b)

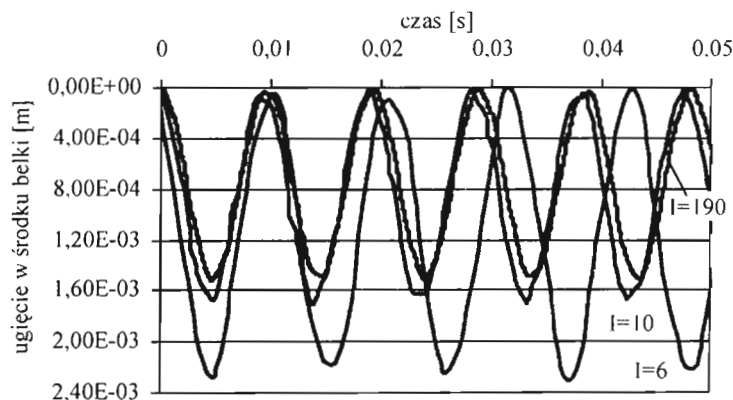


Rys. 4. Wyniki z analizy zbieżności rozwiązania numerycznego dla belki swobodnie podpartej

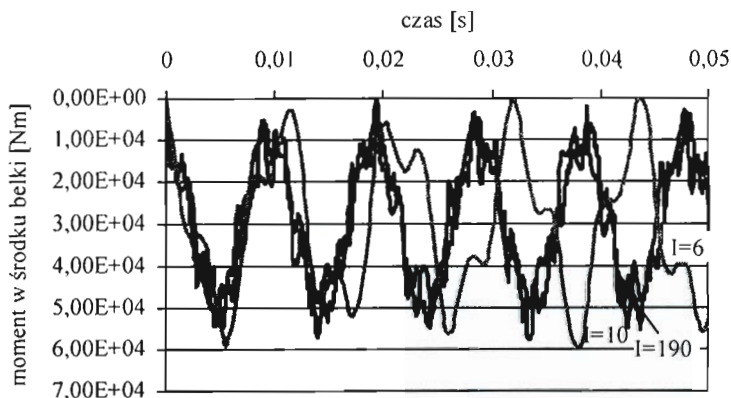
6.2. Belka obustronnie utwierdzona

Belkę obustronnie utwierdzoną, obciążoną siłą skupioną w środku rozpiętości, poddaliśmy testom numerycznym przy różnej gęstości podziału na elementy, tak jak belkę swobodnie podpartą w punkcie 6.1. Wyniki analiz przedstawiono na rysunku 5.

a)



b)



Rys. 5. Wyniki z analizy zbieżności rozwiązania numerycznego dla belki obustronnie utwierdzonej

7. Wnioski końcowe

Określona wzorem (18) wartość krytyczna kroku czasowego zapewnia stabilność procedury numerycznej z pewnym współczynnikiem bezpieczeństwa. W analizowanych przykładach stwierdzono, że procedury były stabilne nawet dla kroku czasowego $\Delta t = r_0 \cdot \Delta t_{kr}$. W przypadku belki swobodnie podpartej $r_0 = 2,73$, a dla belki obustronnie utwierdzonej $r_0 = 2,81$. Stwierdzono, że nawet nieznaczne zwiększenie kroku czasowego ponad $r_0 \cdot \Delta t_{kr}$ powoduje gwałtowną niestabilność procedur numerycznych.

Z analiz wynika, że krok krytyczny Δt_{kr} wyznaczony w punkcie 3 pracy okazuje się wartością szacującą od dołu rzeczywisty krok krytyczny. Wytłumaczeniem tego faktu jest bardzo rygorystycznie postawiony warunek na ewolucję błędów analizy numerycznej. Warunkiem tym są postulaty (10) i (16) traktowane łącznie. Interpretacją powyższych postulatów jest wymaganie, aby w kolejnych chwilach relacja błędów numerycznych nie tylko nie zmieniała się, ale nie następowało ich potęgowanie. Tak ostre wymagania spowodowały wyznaczenie wartości kroku krytycznego, który może być w analizach przekroczony, ale nie dowolnie. Słabszym, ale wystarczającym postulatem stabilności powinna być ograniczona relacja pomiędzy błędem numerycznym a wartością rozwiązania numerycznego, uzyskiwanego stosowaną procedurą, $\frac{\delta_i^n}{w_i^n} \leq \varepsilon$, ε – wielkość mała.

Określenie na tej podstawie kroku krytycznego napotyka trudności z uwagi na nieznanie apriorycznie rozwiązanie w_i^n . Wyprowadzona wartość kroku krytycznego jest wartością bezpieczną. Jej spełnienie ma pozytywny wpływ na uzyskanie rozwiązań zbieżnych.

Podstawowym warunkiem uzyskania rozwiązania zbieżnego, a zatem dokładnego, pozostaje jednak przyjęcie odpowiednio dużej liczby węzłów na osi belki. Oszacowano, że wyniki, przy przyjętym sposobie modelowania, które można uznać za dokładne uzyskano przy liczbie I równej 20. Prawie identyczne wartości amplitud i momentów zginających otrzymano wprowadzając podział dla $I = 190$ i $I = 390$.

Literatura

- [1] Witmer E., Balmer H., Leech J., Pian H.: *Large dynamic deformation of beams, rings, plates and shells*. AIAA Journal, Vol. 1, nr 8, 1963.
- [2] Bąk G.: *Bezpośrednia metoda różnicowa w dynamice konstrukcji sprężystych*. Mechanika i komputer. Tom 5, s. 159-175, Warszawa, 1983.
- [3] Richtmyer R.: *Difference methods for initial – value problems*. Tłum. ros. Inostr. Lit. Moskwa, 1960.

STABILITY AND CONVERGENCE RESEARCH OF DIFFERENTIAL SOLUTIONS FOR THE ELASTIC BEAM VIBRATIONS

Summary: In the paper there was presented an application of explicit differential method allows to describe the vibrations of dynamic loaded beam. Numerical solution results in aspect of their stability and convergence were subjected to analysis. It was shown the possibility of determination the critical step that allows to get stable solutions during unlimited time.

Key words: beam, vibrations, differential method

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/WB/3/02 prowadzonej w Politechnice Białostockiej

Irena Ickiewicz

ANALIZA MODELU TERMICZNEGO PRZEMARZANIA GRUNTÓW WYSADZINOWYCH

Streszczenie: W referacie przedstawiono analizę modelu termicznego przewodzenia ciepła w ośrodku gruntowym z uwzględnieniem warunku Stefana.

Słowa kluczowe: fizyka cieplna budowli, przemarzanie gruntu

1. Wstęp

W polskich warunkach klimatycznych obserwuje się, zwłaszcza zimą, częste wahania temperatury powietrza – od dodatniej do ujemnej. Powodują one zmiany właściwości fizycznych i mechanicznych przemarzających gruntów. Sezonowe zamarzanie gruntu jest zjawiskiem złożonym, które obejmuje:

- przewodzenie ciepła w gruncie zamarzniętym,
- zamarzanie wody zawartej w gruncie w pewnym przedziale temperatury, w zależności od formy związku wody ze szkieletem,
- sprzężony transport ciepła i masy w gruncie wilgotnym poniżej granicy rozdziału faz,
- efekty mechaniczne, powstawanie wysadzin w niektórych gruntach.

Projektując posadowienia bezpośrednie, obliczeniową głębokość zamarzania określa się zwykle na podstawie wieloletnich badań terenowych i korelacji głębokości zamarzania z tzw. wskaźnikiem mrozu (sumą stopniodni z ujemną temperaturą powietrza w okresie zimowym). Szeregu czynników, między innymi nasłonecznienia, grubości pokrywy śnieżnej, topografii terenu, nie uwzględnia się zwykle we wzorach korelacyjnych. Powstają również trudności z przyjęciem wartości mających odpowiednie znaczenie statystyczne, np. z przyjęciem wartości o 50-letnim okresie powrotu. Dzieje się tak ze względu na wyrывkowość danych klimatycznych, dotyczących głębokości zamarzania.

Stosuje się też podejście obliczeniowe wykorzystujące najczęściej model przewodzenia ciepła, zarówno w gruncie zamarzniętym, jak i w gruncie wilgot-

nym, poniżej frontu zamarzania. W ogólności rozwiązanie zagadnienia przewodzenia ciepła polega na rozwiązaniu odpowiadającego mu zagadnienia brzegowego, tzn. równania różniczkowego, łącznie z towarzyszącymi mu warunkami brzegowymi i ewentualnie warunkiem początkowym. Wynikiem tego rozwiązania jest zależność funkcyjna temperatury od współrzędnych geometrycznych, a dla zagadnień niustalonych również od czasu.

Metody numeryczne dają możliwość uzyskania wartości liczbowych temperatury w określonych punktach przestrzeni, dla określonych czasów (w zagadnieniach niustalonych) i dla konkretnej realizacji geometrycznej i fizycznej zjawiska, scharakteryzowanej pewnym zbiorem wartości liczbowej parametrów.

W celu możliwości zastosowania obliczeń numerycznych w praktyce, należy jednak dokładnie poznać budowę ośrodka, a następnie przyjąć odpowiedni model do dalszej analizy.

2. Opis ośrodka gruntowego

Ośrodek gruntowy w stanie naturalnym przedstawia zespół cząstek stałych, wody i powietrza wzajemnie na siebie oddziałujących.

Woda w ośrodku gruntowym może występować we wszystkich trzech stanach skupienia, a więc ciekłym, stałym i gazowym. W warunkach naturalnych występują grunty o różnym stopniu nawilgocenia: od powietrznie suchych do w pełni nasyconych, w których wszystkie pory są wypełnione wodą.

Wolne przestrzenie w gruncie, niezajęte przez wodę w stanie ciekłym lub stałym, wypełnia powietrze atmosferyczne oraz częściowo gazy wydzielające się na skutek procesów chemicznych i biologicznych, przebiegających w ośrodku gruntowym. Gazy te powodują, że odmienny jest skład chemiczny powietrza w gruncie niż w atmosferze. Są one między innymi przyczyną różnic w prężności pary wodnej w atmosferze i w gruncie oraz motorem ruchu wody w stanie pary w różnych kierunkach.

Wzajemny stosunek trzech faz ośrodka gruntowego (szkielet gruntowy, woda, powietrze) stanowi, szczególnie w strefie przemarzania gruntu, bardzo ważny czynnik, wpływający na przebieg i charakter wszelkich powstających w gruncie zjawisk i procesów.

2.1. Mechanizm powstawania wysadzin gruntowych

Po dłuższym działaniu ujemnej temperatury powietrza granica przemarzania gruntu przesuwają się w dół. Ponad granicą przemarzania gruntu od powierzchni terenu tworzą się soczewki lodowe, które powiększają się wskutek podciągania wody. Nowe soczewki lodowe w sposób naturalny zwiększają wilgotność zamrożonego gruntu. Bezpośrednio poniżej granicy przemarzania obserwuje się zmniejszenie wilgotności gruntu w porównaniu z wilgotnością gruntu przed przemarzaniem (rys. 1).

Powstające soczewki lodowe powodują wzrost objętości gruntu, co uzewnętrznia się powstawaniem tzw. wysadzin, tj. podnoszeniem powierzchni terenu w miejscach, gdzie występują grunty szczególnie wrażliwe na przemarzanie.

Stopień podatności gruntu na wysadzanie zależy zarówno od właściwości gruntu jak i od warunków miejscowych, np. takich jak uwarstwienie i poziom wód gruntowych. Zazwyczaj podwyższony poziom wód gruntowych, warstwy zawierające wodę lub mieszaninę gruntu gruboziarnistego i drobnoziarnistego zwiększają ryzyko występowania wysadzin.



Rys. 1. Zmiana wilgotności gruntu w strefie przemarzania

3. Głębokość przemarzania gruntów

W przypadku okresowego występowania temperatury powietrza poniżej 0°C następuje zamarzanie wody w gruncie, zwane przemarzaniem gruntu. Głębokość i prędkość przemarzania zależą nie tylko od temperatury powietrza i czasu trwania, ale także od takich czynników, jak: osłona terenu, struktura i tekstura gruntu oraz skład granulometryczny gruntu. W przypadku gruntów wysadzinowych istotny wpływ mają również parametry termodynamiczne.

3.1. Grunty ziarniste

Głębokość przemarzania w gruntach ziarnistych (żwiry i piaski) wyznacza się zależnie od wartości tzw. wskaźnika mrozu.

3.1.1. Obliczanie wskaźnika mrozowego dla jednej zimy

Wskaźnik mrozowy jest sumą różnicy pomiędzy punktem zamarzania i średnią dzienną temperaturą powietrza zewnętrznego:

$$F = 24 \sum_j (\theta_f - \theta_{d,j}) \quad (1)$$

gdzie:

F – wskaźnik zamarzania dla jednej zimy [$K \cdot h$],

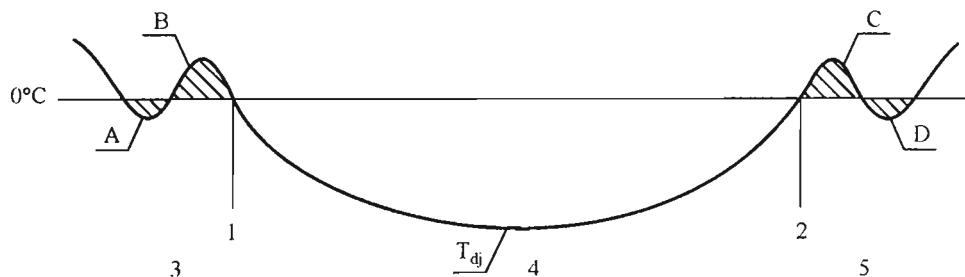
θ_f – jest równy $0^\circ C$;

$\theta_{d,j}$ – średnia dzienna temperatura powietrza zewnętrznego dla dnia j [$^\circ C$],
(średnią dzienną temperaturę powietrza zewnętrznego można obliczyć jako wartość średnią wielu odczytów lub jako średnią najwyższych i najniższych wartości odnośnych dni),
przy czym sumę wszystkich dni określa okres mrozowy.

Sumowanie okresu mrozowego w myśl wzoru (1) rozpoczyna się w punkcie, w którym suma w okresie zimy jest zawsze dodatnia. Na powierzchni A oznaczonej na rysunku 2 panuje najpierw mróz. Następnie całkowite rozmarzanie na oznaczonej powierzchni B, która jest większa od powierzchni A. Stąd następnie rozpoczyna się sumowanie. Jeśli powierzchnia A byłaby większa od powierzchni B, to rozmarzanie nie jest całkowite, a sumowanie rozpoczyna się wcześniej niż przedstawiono to na tym rysunku.

Okres mrozowy kończy się w punkcie, który prowadzi do najwyższej sumy całkowitej dla danej zimy.

Projektowana wartość wskaźnika mrozowego F_d wyrażona jest przy pomocy wskaźnika F_n , tzn. wartością liczbową opartą na zarejestrowanych danych meteorologicznych. Po określeniu tej wartości dla n , powinno się F_n przyjmować z tabel lub map obejmujących dany teren; niestety – w Polsce takich danych nie mamy.



Rys. 2. Przedstawienie granic okresu mrozowego: 1 – początek sumowania, 2 – koniec sumowania, 3 – jesień, 4 – zima, 5 – wiosna. Powierzchnia B > powierzchni A; powierzchnia C > powierzchni D

3.2. Grunty wysadzinowe

W przypadku gruntów wysadzinowych istotny wpływ na głębokość przemarzania, poza temperaturą, mają również parametry termodynamiczne gruntu.

3.2.1. Parametry termodynamiczne

Parametry termodynamiczne mające wpływ na głębokość przemarzania gruntów to głównie; temperatura początku zamarzania, woda niezamarznięta (przechłodzona), efektywne ciepło właściwe gruntu, przewodność cieplna.

Wartość temperatury zamarzania równowagowego gruntu zależy głównie od wilgotności oraz od rodzaju minerału ilastego. Podane w literaturze [1, 4] równania opisujące obniżenie punktu zamarzania wody w zależności od wilgotności gruntu są bardzo skomplikowane i wymagają znajomości najczęściej niedostępnych parametrów termodynamicznych. Są przez to nieprzydatne do celów praktycznych. Najwłaściwszym zatem rozwiązaniem byłyby bezpośrednie pomiary temperatury początku zamarzania wody – T_o , co wymaga odpowiednio wyposażonego laboratorium lub podjęcia próby poszukania uniwersalnych zależności empirycznych.

3.2.1.1. Temperatura początku zamarzania wody w gruntach wysadzinowych

Analizując specyfikę przemian fazowych wody gruntowej szczególnie w gruntach wysadzinowych należy uwzględnić istnienie obniżonego punktu początku zamarzania i końca topnienia wody oraz przejścia fazowe w szerokim zakresie temperatur ujemnych. Modele obliczeniowe, zarówno numeryczne jak i analityczne, często nie biorą pod uwagę powyższych uwarunkowań, co powoduje, że obliczeniowe wartości głębokości przemarzania są obarczone sporym błędem.

Temperatura początku zamarzania równowagowego wody T_o (temperatura topnienia) jest stała w stałych warunkach ciśnienia i wynosi $T_w = 273,15$ K. W przypadku wody zamarzającej w systemie wodno-gruntowym wartość ta może dotyczyć tylko wody wolnej. Różne rodzaje wody związanej bądź kapilarnej występującej w gruncie mają niższą temperaturę zamarzania niż T_o . Jednak próby stworzenia teoretycznego modelu zjawiska są bardzo trudne.

3.2.1.2. Model przemian fazowych wody gruntowej

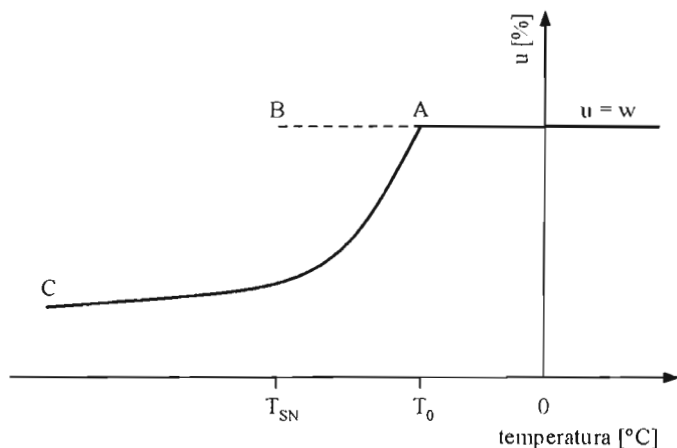
Analizując dzisiejszy stan wiedzy [3] do modelu termicznego przyjęto następujące założenia:

- temperatura początku zamarzania T_o jest niższa od zera w gruntach spoistych i bliska 0°C w gruntach sypkich,
- w gruntach spoistych zamarzanie wody następuje w szerokim zakresie temperatur ujemnych $T < T_o$,
- w gruntach spoistych, w dowolnej temperaturze $T < T_o$ istnieje pewna ilość stabilnej termodynamicznie wody niezamarzniętej u .

Ze względu na dużą wartość powierzchni właściwej dostępnej dla wody i związanej z tym aktywność powierzchniową, podstawowe znaczenie w występowaniu specyficznych zjawisk fazowych w gruntach poniżej 0°C ma miejsce w przypadku gruntów ilastych. Zawartość wody niezamarzniętej oraz obniżenie punktu zamarzania w gruntach sypkich są pomijalnie małe.

Typowy uproszczony obraz zmian zawartości wody niezamarzniętej w gruncie przedstawia rysunek 3. W zakresie temperatury $T > T_o$ lód jest nieobecny w układzie, a zawartość wody niezamarzniętej u równa się całkowitej wilgotności w . Jeżeli temperatura układu jest obniżana, możliwe jest przechłodzenie do

temperatury samoistnej nukleacji T_{SN} (punkt B wykresu), w której zaczyna się krystalizacja. Na skutek wydzielania ciepła utajonego następuje gwałtowne podniesienie temperatury do wartości T_0 (punkt A wykresu). Dalsze quasi-statyczne ochładzanie prowadzi do stopniowej zmiany zawartości wody niezamarzniętej na drodze AC. Przy ogrzewaniu od temperatury ujemnej następuje wzrost zawartości wody niezamarzniętej na drodze CA.



Rys. 3. Model zamarzania wody w gruntach spoistych

W pracy [4] przedstawiono metodę obliczania parametrów funkcji obniżania punktu zamarzania względem wilgotności w zależności od powierzchni właściwej oraz granicy plastyczności; nie uwzględniono natomiast wpływu substancji rozpuszczonych.

3.2.1.3. Efektywne ciepło właściwe

Istnienie fazy ciekłej w zamarzającym gruncie jest przyczyną specyficznych właściwości tego ośrodka. Jedną z takich właściwości jest zależność parametrów mechanicznych od temperatury, np. wysadzinowość mrozowa, w której dużą rolę odgrywa przemieszczanie się wody niezamarzniętej w strefę przemarzania (rys. 1). Istnienie fazy niezamarzniętej ma również duży wpływ na właściwości termiczne gruntu.

Zmianę entalpii dh układu woda-ł przy stałym ciśnieniu na drodze CA (rys. 3), przy zmianie temperatury o dT można wyrazić jako sumę członu związanego

z pojemnością cieplną $c \cdot dT$ oraz składnika związanego z wydzielaniem lub pochłanianiem ciepła utajonego na skutek przemiany fazowej pewnej masy wody niezamarzniętej dm_u , $L \cdot dm_u$, stąd

$$dh = c \cdot dT + L \cdot dm_u, \quad (2)$$

Różniczkując obie strony równania względem temperatury, przy stałym ciśnieniu, i zakładając niezależność jednostkowego ciepła utajonego od temperatury oraz zakładając że pojemność cieplna gruntu zamarzniętego jest sumą pojemności cieplnej jego składników [4], zróżniczkowane równanie (2) po podzieleniu obu stron przez masę szkieletu otrzymano:

$$c_{ef} = c_s + c_u \cdot \frac{u}{100} + c_l \cdot \frac{(w - u)}{100} + L \frac{\delta u}{\delta T} \quad (3)$$

gdzie:

c_{ef} – efektywne ciepło właściwe gruntu,

c – ciepło właściwe odpowiednio szkieletu, wody niezamarzniętej, lodu.

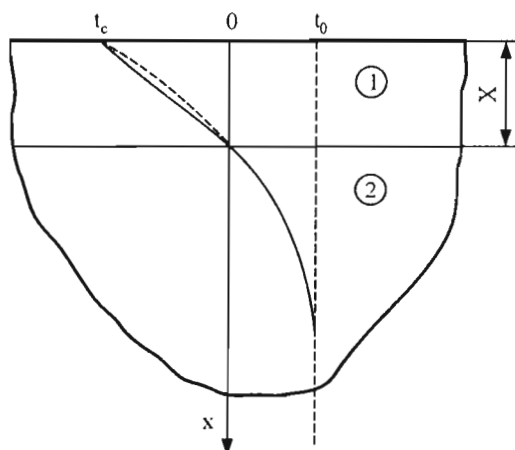
Zależność podana we wzorze (3) stanowi podstawę analizy termicznej zamarzającego ośrodka gruntowego. Ze względu na wyjątkowo dużą wartość utajonego ciepła topnienia lodu L , błąd spowodowany nieuwzględnieniem w obliczeniach członu różniczkowego jest wielokrotnie większy od ewentualnego błędu związanego z postacią funkcji opisujących zależność ciepła właściwego szkieletu, niezamarzniętej wody i lodu od temperatury.

4. Model termiczny

Ogólny przypadek przenikania mrozu do gruntu przyległego do budynków lub konstrukcji jest trójwymiarowym, zależnym od czasu, nieliniowym zagadnieniem wymiany ciepła, które może być obliczony odpowiednimi technikami numerycznymi (np. różnic skończonych lub metodą elementów skończonych).

W prezentowanym poniżej przykładzie przedstawiono klasyczny model termiczny procesu przemarzania gruntu [5], dla którego przyjęto następujące założenia:

- temperatura w gruncie przed okresem mrozów t_0 jest wyrównana i równa temperaturze gruntu na dużej głębokości,
- temperatura powierzchni gruntu przez cały okres mrozów jest stała, równa t_c .



Rys. 4. Schemat obszaru przewodzenia ciepła

Na rysunku 4 przedstawiono sformułowane zadanie, precyzujące obszary przewodzenia ciepła, warunek początkowy i warunki brzegowe.

Warunki uzupełnione są stałymi fizycznymi:

- w obszarze 1: $\rho \cdot c_1 \cdot \lambda_1$,
- w obszarze 2: $\rho \cdot c_2 \cdot \lambda_2$,

gdzie:

ρ – gęstość [kg/m^3],

c – ciepło właściwe [$\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$],

λ – przewodność cieplna [$\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$].

Równania przewodnictwa cieplnego Fouriera niezamarzniętego i zamarzniętego obszaru, mają postać:

$$(0 \leq x \leq x) \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial \tau} = a_1 \frac{\partial^2 t_1(x, \tau)}{\partial x^2} \quad (4)$$

$$(x \leq x \leq \infty) \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial \tau} = a_2 \frac{\partial^2 t_2(x, \tau)}{\partial x^2} \quad (5)$$

gdzie:

t_i – temperatura,

x – współrzędna przestrzenna,

τ – czas,

$a = \frac{\lambda}{c\rho}$ – współczynnik wyrównania temperatury [m^2/s].

Równania (4) i (5) uzupełniają warunki brzegowe:

- na powierzchni gruntu skokowy spadek temperatury

$$\tau > 0 \quad x = 0 \quad t_1(0, \tau) = t_c < 0^\circ\text{C} \quad (6)$$

- na dużej głębokości stałość temperatury

$$\tau > 0 \quad x \rightarrow \infty \quad t_2(x, \tau) = t_0 \quad (7)$$

- na styku dwu obszarów (głębokość zamarzania)

$$\tau > 0 \quad x = X \quad \lambda_1 \frac{\partial t_1}{\partial x} = \lambda_2 \frac{\partial t_2}{\partial x} = L \rho \omega \frac{\partial x}{\partial \tau} \quad (8)$$

$\lambda_1 \frac{\partial t_1}{\partial x}$ – gęstość strumienia doprowadzonego,

$\lambda_2 \frac{\partial t_2}{\partial x}$ – gęstość strumienia odprowadzonego,

- przy założeniu, że woda wolna zamarza w temperaturze t_k

$$\tau > 0 \quad x = X \quad t_1(x, \tau) = t_2(x, \tau) = t_k \quad (9)$$

gdzie:

L – ciepło utajone przemiany fazowej woda-lód,

ρ – gęstość objętościowa gruntu [kg/m^3],

ω – zawartość (masowa) wody wolnej w gruncie.

oraz warunek początkowy:

$$\tau = 0 \quad t_1(x, \tau) = t_2(x, \tau) = t_0 = \text{const} \quad (10)$$

Jeśli przyjąć liniowy rozkład temperatury w gruncie zamarzniętym przy dużych wartościach czasu:

$$t_1(x, \tau) = t_c - (t_c - t_k) \frac{x}{X} \quad (11)$$

$$t_2(x, \tau) = t_0 - \text{Berfc} \frac{x}{2\sqrt{a_2\tau}} \quad (12)$$

Korzystając z założenia warunku brzegowego (8), że $x = X$ oraz $t_2 = t_k$ otrzymano:

$$t_0 - \text{Berfc} \frac{x}{2\sqrt{a_2\tau}} = t_k \rightarrow B = \frac{t_0 - t_1}{\text{erfc} \frac{X}{2\sqrt{a_2\tau}}} \quad (13)$$

Po wstawieniu (13) do (12) otrzymuje się:

$$t_2(x, \tau) = t_0 - \frac{t_0 - t_k}{\text{erfc} \frac{X}{2\sqrt{a_2\tau}}} \text{erfc} \frac{x}{2\sqrt{a_2\tau}} \quad (14)$$

Równania (11) i (14) spełniają równanie Fouriera w pierwszym i drugim obszarze, z tym że (11) dla dużych wartości czasu.

Warunkiem spełnienia równania (8) przy każdej wartości czasu jest założenie:

$$X = 2C\sqrt{a_1\tau} \quad (15)$$

w którym:

C – tzw. stała zamarzania.

Stala C jest rozwiązaniem równania charakterystycznego:

$$\frac{1}{2C} - \frac{1}{K_b} \frac{\theta}{\sqrt{\pi}} \frac{\exp(-K_a C^2)}{\text{erfc} \sqrt{K_a C}} = KoC \quad (16)$$

gdzie:

$$K_b = \frac{b_1}{b_2} \frac{\sqrt{\lambda_1 c_1 \rho}}{\sqrt{\lambda_2 c_2 \rho}}, \quad K_a = \frac{a_1}{a_2},$$

$$Ko = \frac{L\omega}{(t_k - t_c)c_1} \quad (\text{tzw. liczba podobieństwa Kossowicza}),$$

$$\theta = \frac{t_0 - t_k}{t_k - t_c},$$

gdzie:

ω – zawartość (masowa) wody wolnej w gruncie,

t_k – temperatura krzepnięcia wody wolnej.

Przyjmując kolejne upraszczające założenia: $\lambda_1 = \lambda_2$; $c_1 = c_2$ oraz korzystając z przybliżenia, że dla małych wartości x

$$\frac{\exp(-x^2)}{\operatorname{erf} x} = 1 + \frac{2}{\sqrt{\pi}} x \quad (17)$$

otrzymano prostsze rozwiązanie:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{\theta^2}{\pi} + 2Ko + \frac{4}{\pi}\theta} - \frac{\theta}{\sqrt{\pi}}}{2Ko + \frac{4}{\pi}\theta} \quad (18)$$

Przy znanej wartości stałej C wyznacza się głębokość przemarzania X ze wzoru (15). Podobne postępowanie jest przy innych podanych w literaturze modelach termicznych.

5. Podsumowanie i wnioski

Przyjmując dotychczasowe podejście do ustalania głębokości przemarzania gruntów, można problem rozstrzygać tylko arbitralnie. Nie ma bowiem systematycznych, wieloletnich pomiarów temperatury w gruncie, umożliwiających ustalenie obliczeniowych wartości głębokości przemarzania odpowiadających pięćdziesięcioletniemu czasowi powrotu. Mamy natomiast wieloletnie dane klimatyczne, na których można by się oprzeć w odniesieniu do temperatury powietrza. Na tej podstawie można by przez analogię do postępowania znanego przy ustalaniu obliczeniowych wartości innych oddziaływań klimatycznych na budowlę, ustalić wartości wskaźnika mrozu odpowiadające pięćdziesięcioletniemu czasowi powrotu.

Dane klimatyczne dotyczące temperatury powietrza i ewentualnie pokrywy śnieżnej można odnieść do temperatury gruntu i głębokości przemarzania tylko przy wykorzystaniu numerycznego modelu termicznego, wykorzystującego również dane doświadczalne cech cieplnych gruntów (bardzo ważne są cechy termodynamiczne gruntów, zwłaszcza wysadzinowych). Model ten powinien być zweryfikowany doświadczalnie, np. z wykorzystaniem danych IMiGW.

Obecnie metody numeryczne są wykorzystywane w dość szerokim zakresie przy badaniu zjawisk zachodzących w gruncie. Stosowanie tych metod znacznie ułatwia przeprowadzanie obliczeń w zadaniach przy skomplikowanym opisie ma-

tematycznym. Najczęściej obliczenia te ograniczają się jednak do jednokierunkowego przewodzenia ciepła. Modele, zarówno analityczne jak i numeryczne, nie uwzględniają parametrów termodynamicznych takich, jak np. temperatura początku zamarzania, efektywne ciepło właściwe gruntu [1, 2, 3, 4]. Stąd też obawa, że obliczeniowe wartości głębokości przemarzania gruntów, w szczególności wysadzinowych, mogą być obarczone dużym błędem.

Powstałe programy, takie jak np. Kobra, Daisy 2.0, HEAT2, HEAT3, Entalpia, Bilans, uwzględniają zależność przewodności cieplnej gruntu od wilgotności i temperatury, realny profil wilgoci w gruncie oraz zmierność w czasie warunku brzegowego przy powierzchni gruntu. Niektóre z nich uwzględniają specyfikę przemian fazowych wody gruntowej, istnienie obniżonego punktu początku zamarzania i końca topnienia wody oraz przejścia fazowe w szerokim zakresie temperatur ujemnych, np. program Daisy 2.0. Wymienione przykładowe programy pozwalają dokładnie określić pola temperatury w zamarzającym gruncie, z praktycznym wykorzystaniem gotowych modeli w zagadnieniach inżynierskich.

Literatura

- [1] **Kozłowski T.:** *Influence of the total water content on the unfrozen water content below 0°C in model soils.* Archives of Hydro-engineering and Environmental Mechanics. Vol. XLII, 3-4.
- [2] **Low P. E.:** *Some thermodynamic relationships for soils at or below the freezing point; 1: Freezing point depression and heat capacity.* Water Resour. Res., 4 1968.
- [3] **Ickiewicz I.:** *Przewodzenie ciepła w gruntach budowlanych.* Praca doktorska ITB, Warszawa, 1988.
- [4] **Kozłowski T.:** *Skład fazowy wody w gruntach spoistych poniżej 0°C.* Politechnika Świętokrzyska. Rozprawy, Kielce, 1997.
- [5] **Ickiewicz I, Panek A.:** *Model numeryczny określania głębokości zamarzania gruntu.* Archiwum Inżynierii Lądowej Tom XXXVI z.1-2.1990r, 157-166.

ANALYSIS OF A THERMAL MODEL OF FROST HEAVE GROUND FREEZING

Summary: Analysis of a thermal model of heat conduction in ground considering Stefan's condition is presented in this paper.

Key words: thermal physics of buildings, ground freezing

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/5/2002.

Walery Jezierski, Natalia Kuznecova, Jarosław Sulima

PAROPRZEPUSZCZALNOŚĆ ZAPRAWY CEMENTOWEJ Z DODATKAMI FOSFORANU SODU

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki eksperymentalnego badania współczynnika paroprzepuszczalności zaprawy cementowej $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ w zależności od zawartości dodatków fosforanów sodu (Na_2HPO_4 – fosforan dwusodowy oraz Na_3PO_4 – fosforan trójsodowy). Dodatki te zaleca się stosować w celu zwiększenia szczelności zaprawy cementowej, którą można stosować jako warstwę zapewniającą dodatkowy opór dyfuzyjny na powierzchni wewnętrznej ścian zewnętrznych.

Słowa kluczowe: dodatki, zaprawa cementowa, sole fosforowe, paroprzepuszczalność, opór dyfuzyjny

1. Wstęp

Występowanie soli w atmosferze pomieszczeń zakładów produkujących nawozy sztuczne oraz inne pochodne wyroby jest znaczne. Wysoka zdolność ich roztworów do penetracji w materiały ściennie sprzyja akumulacji soli w przestrzeni porowej tych materiałów. Obecność soli w materiale zmienia jego charakterystyki, a przede wszystkim właściwości cieplne. Powoduje to powstawanie uszkodzeń samych ścian w pełnieniu ich funkcji związanych z przeznaczeniem przegrody.

Przeprowadzone badania autorskie [1] wykazały znaczne podwyższenie właściwości sorpcyjnych materiałów zawierających sole. Obecność roztworów soli w porach i kapilarach dodatkowo obniża ciśnienie pary wodnej nasyconej nad wklęsłą powierzchnią menisku i powoduje znaczne zwiększenie sumarycznego efektu obniżenia ciśnienia pary. Efektem jest istotny wpływ na stan wilgotnościowy ścian zewnętrznych. Wpływ ten jest dość znaczny i bez stosowania odpowiedniej ochrony zapewnienie dopuszczalnego poziomu zawartości wilgoci w ścianie jest trudne. W tym celu stosujemy różne sposoby ochrony powierzchni wewnętrznej ścian, np. powłoki z farby olejnej, pokrycia chloro-kauczukowe

i inne. Głównym przeznaczeniem tych warstw jest stawianie oporu dyfuzyjnego dyfundującej parze wodnej oraz obniżenie rzeczywistego ciśnienia pary wodnej w przegrodzie.

Jednym ze sposobów regulacji paroprzepuszczalności materiałów ściennych, opartych na zaprawie cementowej, może być zastosowanie dodatków, które obniżają jej paroprzepuszczalność. Wiadomo, że przy wykorzystaniu dodatków w postaci fosforanów sodu – (Na_2HPO_4 – fosforanu dwusodowego (DFS) oraz Na_3PO_4 – fosforanu trójsodowego (TFS)) – otrzymuje się efekty przyspieszonego lub opóźnionego wiązania zaprawy cementowej oraz podwyższenia długo-wieczności betonów i zapraw [2]. Należy zaznaczyć fakt uczestnictwa DFS w reakcjach ze składnikami klinkieru cementowego, tworzącymi w wyniku trudno-rozpuszczalny $\text{CaHPO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ($c = 0,2 \text{ g/l}$). Uczestniczy on w formowaniu filmu ekranującego na ziarnach spoiwa oraz uszczelnienia porów, obniżając tym samym paroprzepuszczalność betonu lub zaprawy cementowej [3].

Fosforany sodu, jak wykazały badania terenowe, w postaci pyłu i aerozolu, występują w atmosferze zakładów produkujących te sole. Założono, że wprowadzenie soli, znajdujących się w atmosferze zakładu produkcyjnego, do składu zaprawy cementowej pozwoli obniżyć jej współczynnik paroprzepuszczalności. W celu określenia efektywności wykorzystania wymienionych dodatków przeprowadzono eksperyment laboratoryjny, polegający na określeniu współczynnika paroprzepuszczalności δ , $[\text{mg}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot \text{Pa})]$ zaprawy cementowej $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ w proporcjach cement:piasek=1:3, w zależności od zawartości dodatków DFS oraz TFS.

2. Metoda badania

Określenie współczynnika paroprzepuszczalności przeprowadzono według metody opartej na normie stosowanej przy stacjonarnych warunkach dyfuzji pary wodnej przez próbkę. Wykluczono jednak powstawanie kondensatu wewnątrz oraz na powierzchni próbek. W tym celu przyjęto wilgotność względną powietrza pod próbką równą $\phi = 91\%$ (jest ona mniejsza niż punkt higroskopijności dla wybranych soli), a nad próbką $\phi = 35\%$. W ten sposób ciśnienie względne pary wodnej w próbce wynosiło $\sim 63\%$.

Współczynnik paroprzepuszczalności próbek δ , $[\text{mg}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot \text{Pa})]$ określono według wzoru

$$\delta = W \cdot d ,$$

w którym:

d – grubość próbki [m],

W – przepuszczalność pary wodnej [mg/(m²·h·Pa)],

$$W = \frac{G}{A \cdot \Delta p}$$

gdzie:

G – zmiana masy dla każdej badanej próbki w wybranym przedziale czasowym [mg/h],

A – powierzchnia eksponowana badanej próbki [m²],

Δp – różnica ciśnienia pary wodnej [Pa].

Dodatki wprowadzono w próbki zaprawy cementowej w postaci roztworu nasyconego odpowiedniej soli zamiast części wody zarobowej. Objętość roztworów nasyconych dodatków (DFS lub TFS) V_d [w dm³ na 1m³ mieszanki] wyliczano według wzoru

$$V_d = \frac{C \cdot c_d}{c_r \cdot \rho_r}$$

w którym:

C – wydatek cementu na 1m³ mieszanki [kg],

c_d – ilość dodatku do masy cementu (w przeliczeniu na bezwodną substancję) [%],

c_r, ρ_r – odpowiednio stężenie [%] i gęstość [g/cm³] roztworu nasyconego dodatku.

Taki sposób wprowadzenia dodatku sprzyja równomiernemu jego rozmieszczeniu w objętości próbki. Dozowanie objętościowe zapewnia dokładność masy wprowadzanego dodatku nie więcej niż 1%.

3. Wyniki badania i ich analiza

Wyniki eksperymentu (tabl. 1) wykazały, że zależność współczynnika paroprzepuszczalności δ od rodzaju i ilości dodatku ma charakter złożony.

Tabela 1.

Wyniki określenia współczynnika paroprzepuszczalności δ , [mg/(m·h·Pa)] zaprawy cementowej $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ w zależności od ilości dodatków c_d [%] do masy cementu

Numer badania	Współczynnik paroprzepuszczalności δ , [mg/(m·h·Pa)]						
	Bez dodatku	z dodatkiem					
		TFS			DFS		
		przy zawartości c_d , % od masy cenmentu					
		1,5	3,0	4,5	1,5	3,0	4,5
1	0,077	0,071	0,065	0,047	0,082	0,067	0,048
2	0,069	0,069	0,066	0,046	0,076	0,076	0,050
3	0,078	0,071	0,065	0,049	0,079	0,073	0,049
$\bar{\delta}_i$	0,075	0,070	0,065	0,047	0,079	0,072	0,049
S_i^2	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$0,13 \cdot 10^{-5}$	$0,03 \cdot 10^{-5}$	$0,23 \cdot 10^{-5}$	$0,9 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$0,1 \cdot 10^{-5}$

Dla zinterpretowania otrzymanych wyników obliczono ocenę wartości średnich poszczególnych prób $\bar{\delta}_i$ oraz ich wariancji S_i^2 według wzorów:

$$\bar{\delta}_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \delta_i ;$$

$$S_i^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (\delta_i - \bar{\delta}_i)^2 ,$$

gdzie:

i – numer próby na każdym poziomie,

n – ilość prób powtórnych na każdym poziomie.

Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób $S_1^2, S_2^2, \dots, S_i^2$ sprawdzono za pomocą kryterium Kochrena G , które jest równe [4]:

$$G = \frac{S_{\max}^2}{\sum_{i=1}^N S_i^2}$$

gdzie:

$S_{\max}^2$ – maksymalna wartość wariancji,

N – ogólna ilość porównywanych wariancji.

Sprawdzenie wykazało, że przy liczbie stopni swobody każdej wariancji $f = 2$ i liczbie porównywanych wariancji $N = 7$ obliczeniowa wartość kryterium Kochrena jest równa $G_{obl} = (2,4 \cdot 10^{-5}) / (5,89 \cdot 10^{-5}) = 0,4075$. Przy poziomie ufności $\alpha = 0,05$ jest ona mniejsza od wartości tabelaryzowanej $G_{0,05;2;7} = 0,5612$. Więc możemy przyjąć, że wariancje prób są jednorodne. W takim przypadku ogólna ocena wariancji odtwarzalności wyników eksperymentu jest określana jako wartość średnia wariancji poszczególnych prób $S_{\{\delta\}}^2 = \left(\sum_{i=1}^7 S_i^2 \right) / 7 = 0,84 \cdot 10^{-5}$ o 14 stopniach swobody i została przyjęta jako jednakowa dla wszystkich prób w eksperymencie.

4. Interpretacja wyników badania

Na rysunku 1 przedstawiono krzywe zależności $\delta = F(c_d)$ oraz zaznaczono przedziały oceny dokładności, które obliczono według [4]:

$$\delta_i = \bar{\delta}_i \pm t_\gamma \cdot \left(\frac{S_i}{\sqrt{n}} \right),$$

gdzie:

n – liczba prób,

S_i – wartość średnia odchylenia standardowego,

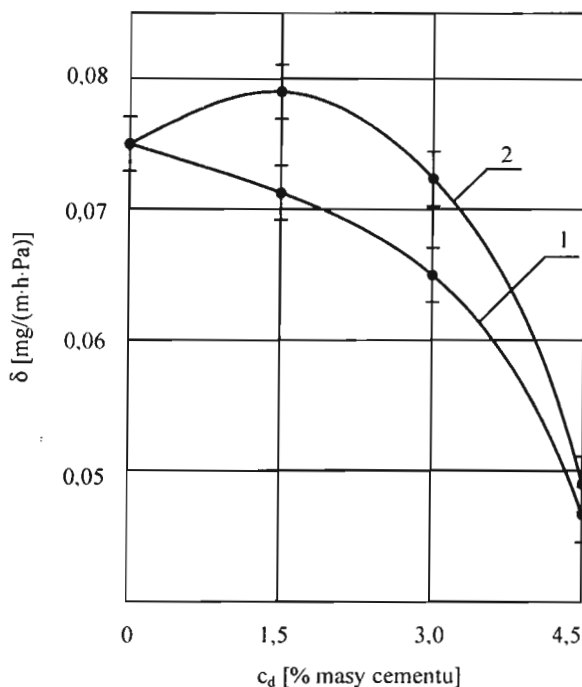
γ – przyjęta wartość ufności $\gamma = 0,95$,

t_γ – współczynnik określany w zależności od γ i n , $t_{0,95;7} = 2,45$.

Na rysunku 1 przedstawiono wyniki badania. Jak można zauważyć, przy niewielkiej ilości dodatku DFS ($c_d = 1,5\%$ masy cementu) zachodzi nieznaczne zwiększenie δ zaprawy cementowej. Wyjaśnić to można podwyższeniem wilgotności sorpcyjnej materiału z dodatkiem soli, co przyczynia się do podwyższenia δ .

Tworzenie mało przepuszczalnego filmu na cząsteczkach wiążącej zaprawy oraz wypełnienie porów i kapilar słabo rozpuszczalnymi nowo powstałymi związkami powoduje zmniejszenie współczynnika paroprzepuszczalności zaprawy cementowej z dodatkiem. Wykazano, że zwiększenie ilości wprowadzanych dodatków TFS oraz DFS do 4,5% masy cementu prowadzi do istotnego obniżenia δ o 37,3 i 34,7% odpowiednio w odniesieniu do próbek pozbawionych dodatków.

Rozrzut wartości otrzymanego współczynnika dla prób z dwoma rodzajami dodatków soli TFS i DFS znajduje się w przedziale dokładności eksperymentu.



Rys. 1. Współczynnik paroprzepuszczalności δ , [mg/(m·h·Pa)] zaprawy cementowej $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ w zależności od zawartości dodatku c_d , [%] do masy cementu: 1 – dodatek TFS; 2 – dodatek DFS

5. Wnioski

Wprowadzenie do zaprawy cementowej dodatków fosforanu sodu – DFS lub TFS – powoduje zmniejszenie współczynnika paroprzepuszczalności od 35 do 37%. Zastosowanie zaprawy cementowej z wymienionymi dodatkami jako wewnętrznej warstwy ścian zewnętrznych (np. płyt betonowych) zakładów przemysłowych, produkujących sole fosforowe, pozwoli znacznie obniżyć paroprzepuszczalność tej warstwy.

Łącznie z tradycyjnym podejściem do obniżania paroprzepuszczalności warstw wewnętrznych proponuje się regulację stanu wilgotnościowego ścian zewnętrznych poprzez zastosowanie wewnętrznej warstwy ochronnej, składającej się z zaprawy cementowej, zawierającej dodatki TFS i DFS.

Literatura

1. Jezierski W.: *Zapewnienie niezawodności eksploatacyjnej przegród budowlanych w warunkach oddziaływania soli*. Zeszyty Naukowe ATR Nr 235, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2001
2. Афанасьев Н.Ф., Целуйко М.К.: *Добавки в бетоны и растворы*. Киев – Будивэльныйк, 1989, с.128.
3. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И.: *Добавки в бетон*. – М. Стройиздат, 1993, с. 207.
4. Polański Z.: *Planowanie doświadczeń w technice*. PWN, Warszawa, 1984.

STEAM PERMEABILITY OF CEMENT MORTAR CONTAINING SODIUM PHOSPHATE

Summary: Experimental results of steam permeability coefficient of cement mortar ($\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$) depending on sodium phosphate content (Na_2HPO_4 – disodium phosphate and Na_3PO_4 – tribasic sodium phosphate) are presented in this paper. These admixtures are used in order to increase tightness (leak-proof) of cement mortar, which can be applied as a internal layer improving diffusion resistance of masonry.

Key words: admixture, cement mortar, sodium phosphate, diffusion resistance, steam permeability

Publikacja opracowana zgodnie z Umową o współpracy pomiędzy Politechniką Białostocką a Tambowskim Państwowym Uniwersytetem Technicznym (Rosja) w ramach działalności statutowej S/WB/5/02, finansowanej przez Komitet Badań Naukowych.

Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Elżbieta Rudczyk-Malijewska

WŁAŚCIWOŚCI CIEPLNE PŁYT WEŁNY MINERALNEJ W WENTYLOWANYCH ELEWACJACH BUDYNKÓW PRZY ODDZIAŁYWANIU WIATRU

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki eksperymentu laboratoryjnego do badania oporu cieplnego warstwy płyt wełny mineralnej w wentylowanych elewacjach przy oddziaływaniu wiatru. Przygotowano stanowisko badawcze imitujące funkcjonowanie warstwy ociepleniowej w elewacjach wentylowanych poddanych oddziaływaniu wiatru. Badanie zostało przeprowadzone z zastosowaniem metody statystycznej planowania eksperymentu. Na podstawie otrzymanych wyników zbudowano model regresyjny zależności spadku oporu cieplnego warstwy ocieplającej od szerokości otwartego złącza między płytami okładzinowymi, odległości między materiałem termoizolacyjnym a tylną powierzchnią płyt okładzinowych (szerokości wentylowanej pustki powietrznej), stosunku liczby poziomych złączy między płytami do wysokości ocieplonej części ściany budynku i gęstości płyt wełny mineralnej.

Słowa kluczowe: elewacja wentylowana, płyty wełny mineralnej, opór cieplny, oddziaływanie wiatru, eksperyment laboratoryjny

1. Wstęp

We współczesnej praktyce budowlanej wentylowane elewacje stosowane są zarówno przy wznoszeniu budynków nowych jak i przy termorenowacji budynków istniejących. Pojawienie się rozwiązań elewacji wentylowanych wynika z potrzeby podwyższenia ochrony cieplnej ścian. Jednak w rozwiązaniach konstrukcyjnych tych elementów powstaje szereg problemów związanych z ruchem powietrza powstającym za płytami okładzinowymi elewacji. Szczegółowo problemy te dotyczą wpływu strumieni powietrza na zmianę właściwości cieplnych ścian docieplonych. Związane jest to z tym, że w elewacjach wentylowanych w roli materiału izolacyjnego najczęściej stosowane są płyty wełny mineralnej o różnej gęstości (tzw. półtwarde od 65 do 150 kg/m³), które mogą, ze względu na swoją włóknistą strukturę, filtrować strumienie powietrza. Ta właściwość płyt

powoduje pogorszenie charakterystyk cieplnych warstwy termoizolacji oraz ściany z wentylowanymi elewacjami.

Według danych [1] w pustce powietrznej znajdującej się pod płytami okładzinowymi, w czasie wietrznej pogody, powstaje intensywny ruch powietrza, który może zwiększyć straty ciepła przez ściany zewnętrzne nawet o 25 %. Można przypuszczać, że prędkość ruchu powietrza zależy od szeregu geometrycznych parametrów elewacji wentylowanej i gęstości płyt wełny mineralnej. Przy prawidłowym doborze wielkości tych parametrów można uzyskać obniżenie strat ciepła przez ściany zewnętrzne przy oddziaływaniu wiatru.

W celu określenia zależności wpływu niektórych parametrów elewacji wentylowanych na zmianę poziomu izolacyjności warstwy izolacyjnej przeprowadzono specjalny eksperyment laboratoryjny.

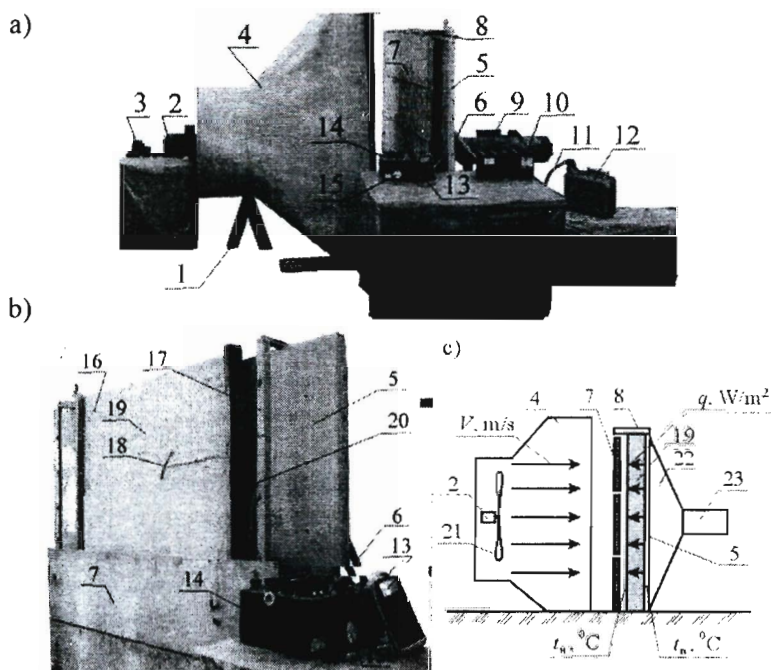
2. Opis stanowiska badawczego

Do badania skonstruowano i wybudowano specjalne stanowisko badawcze (rys. 1), pozwalające mierzyć strumień cieplny oraz temperaturę przed działaniem wiatru i w czasie jego działania.

Stanowisko badawcze ma rozmiary $2000 \times 2000 \times 3500$ mm i składa się z czterech podstawowych węzłów. Pierwszy węzeł zawiera urządzenie imitujące działanie wiatru. Jego podstawę stanowi metalowy stelaż (1), do którego przymocowano trójfazowy elektryczny silnik prądu stałego (2), regulator napięcia prądu stałego (3), niezbędny do regulacji obrotów silnika, oraz dyfuzor (4). Strumień wiatru powstaje w wyniku obrotów osiowego wentylatora o czterech łopatkach (21) mających średnicę 800 mm. Aby zapewnić równomierność strumienia wiatru zastosowano powietrzny dyfuzor, we wnętrzu którego znajduje się kratka z żaluzjami.

Drugi węzeł jest konieczny do przymocowania fragmentu wentylowanej ściany. Jego podstawę stanowi arkusz blachy (5) grubości 4 mm, przymocowany do sztywnej ramy (6). Taka konstrukcja jest podstawą do zamocowania płyt termoizolacji (19), płyt okładzinowych (7), węzła gzymsu (8) i obudowy (22). Materiał izolacji cieplnej jest zamocowany do płaszczyzny blachy przy pomocy specjalnych sworzni (16) i drewnianych listew, co zapewnia szczelne przyleganie izolacji termicznej do powierzchni blachy, imitującej powierzchnię ściany. Płyty okładzinowe i gzymsy przymocowane są do pionowych prowadnic (17). Prowadnice wykonane są ze stalowego kątownika i przymocowane są do ramy przy pomocy ściągów stolarskich. Aby zapewnić pionowy ruch powietrza w przestrzeni wen-

tylowanej odległość pomiędzy powierzchnią blachy i płytami okładzinowymi była regulowana przy pomocy drewnianych listew (20), szerokość których była zmienna. W celu zapewnienia odpowiednich warunków temperaturowych od wewnętrznej strony blachy umieszczono obudowę. W niej przewidziano otwór o średnicy 150 mm w celu połączenia z termowentylatorem (23).



Rys. 1. Stanowisko badawcze (a), węzeł zamocowania płyt okładzinowych i materiału termoizolacyjnego (b) i schemat stanowiska (c): 1 – stelaż; 2 – silnik elektryczny; 3 – regulator napięcia prądu elektrycznego; 4 – dyfuzor powietrzny; 5 – blacha; 6 – rama; 7 – płyta okładzinowa; 8 – węzeł gzymsu; 9 – piec olejowy; 10 – transformator; 11 – przewód paliwowy; 12 – kanister z paliwem; 13 – multimetr MU 6x; 14 – potencjometr PP-63; 15 – anemometr MS-13; 16 – sworzeń; 17 – prowadnica; 18 – czujnik strumienia ciepłego DTP-05; 19 – płyty wełny mineralnej; 20 – ścianka działowa; 21 – wentylator; 22 – obudowa; 23 – termowentylator

Podstawę trzeciego węzła stanowi termowentylator, w skład którego wchodzi piec olejowy o napięciu 12 V (9), mocy 125 W i wydajności 10000 kcal/h. Podłączenie go do sieci prądu zmiennego (220 V) odbywa się poprzez transformator (10). Olej opałowy jest dostarczany przez przewód paliwowy (11) z kanistra (12).

Zużycie paliwa wynosiło od 1 do 1,5 l na godzinę, w zależności od wymaganej temperatury na powierzchni blachy metalowej imitującej ścianę.

W skład czwartego węzła wchodzi wszystkie przyrządy kontrolno-pomiarowe. Pomiar temperatury odbywa się przy pomocy termopar przenośnego multimetru (13) serii MU6x. Termopary umieszczono między materiałem izolacyjnym a blachą, na powierzchni płyt izolacyjnych w przestrzeni wentylowanej.

Strumień cieplny mierzony jest przy pomocy czujnika strumienia ciepłego (18) DTP-05, mającego opór $R = 538 \Omega$ i współczynnik przeliczeniowy $k = 48,3 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{mV})$. W celu zmierzenia napięcia powstającego w przetworniku strumienia ciepłego posłużono się przenośnym potencjometrem (14) PP-63.

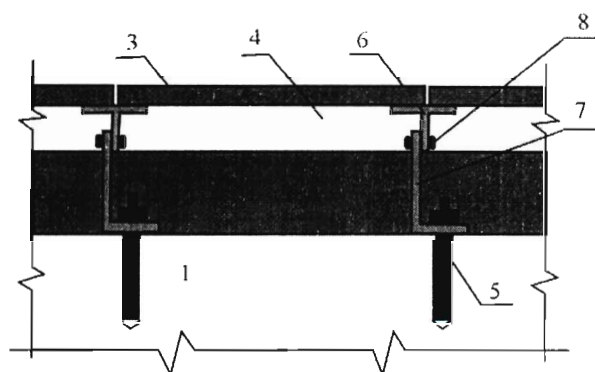
Prędkość wiatru mierzona jest anemometrem MS-13 (15). Zbudowane stanowisko badawcze pozwala modelować różne prędkości wiatru oddziaływającego z odpowiednio równomiernym strumieniem na fragment ściany o wymiarach $1000 \times 1500 \text{ mm}$, regulować szerokość otwartego złącza między płytami okładzinowymi, zmieniać odległość między materiałem izolacyjnym a tylną powierzchnią płyt okładzinowych, zmieniać liczbę tych płyt, a także stosować różne materiały izolacyjne o dowolnej gęstości i grubości.

3. Ustawienie zadania i planowanie eksperymentu

Badanie przeprowadzono dla najszerszego rozwiązania elewacji wentylowanej – z pionowym ułożeniem prowadnic. Konstrukcję elewacji wentylowanej z pionowym ułożeniem prowadnic, która składa się ze wsporników (7), zamocowanych do warstwy nośnej ściany (1) przy pomocy śrub kotwiących (5), przedstawiono na rysunku 2.

Przed zamocowaniem prowadnic (6) do warstwy nośnej ściany przy pomocy specjalnych kołków mocuje się płyty wełny mineralnej (2), które szczelnie przylegają do ściany, jedna do drugiej i do wsporników stelażu.

Prowadnice stelażu mocującego mają przekrój w kształcie teownika i mocowane są do wspornika za pomocą śrub lub nitów (8). Płyty okładzinowe (3) nałożone są na prowadnice stelażu z odstępem, w wyniku czego między płytami powstają odkryte poziome złącza; złącza pionowe są zakryte przez prowadnice.



Rys. 2. Konstrukcja elewacji wentylowanej z pionowym ułożeniem przewodnic: 1 – warstwa nośna ściany; 2 – materiał termoizolacyjny; 3 – płyty okładzinowe; 4 – pustka powietrzna; 5 – rozporowa śruba kotwiąca; 6 – prowadnica stelażu mocującego; 7 – wspornik stelażu mocującego; 8 – śruba lub nit mocujący prowadnicę do wspornika

Jako materiał termoizolacyjny zastosowano płyty wełny mineralnej różnej gęstości. Badano wielkość spadku oporu cieplnego ΔR_k , ($\text{m}^2 \cdot \text{K}$)/W warstwy płyt wełny mineralnej przy oddziaływaniu wiatru, którą przedstawiono w postaci różnicy oporów cieplnych tej warstwy:

$$\Delta R_k = R_k - R_{kV},$$

gdzie R_k i R_{kV} – odpowiednio, opory cieplne warstwy płyt wełny mineralnej przed i w czasie działania wiatru, ($\text{m}^2 \cdot \text{K}$)/W.

Jako czynniki wpływające na wielkość ΔR_k , rozpatrywano:

- szerokość otwartego złącza między płytami okładzinowymi

$$\delta(X_1) = 3 (-1); 7 (0); 11 (+1) \text{ mm};$$

- odległość między materiałem termoizolacyjnym a tylną powierzchnią płyt okładzinowych (szerokość wentylowanej pustki powietrznej)

$$S(X_2) = 20 (-1); 50 (0); 80 (+1) \text{ mm};$$

- stosunek liczby poziomych złącz między płytami (n) do wysokości (h) ocieplonej części ściany budynku ($N = n/h$)

$$N(X_3) = 0,667 (-1); 1,333 (0); 2 (+1);$$

- gęstość płyt wełny mineralnej ρ , kg/m^3

$$\rho(X_4) = 65 (-1); 95 (0); 150 (+1).$$

Przedziały zmienności czynników wyznaczono na podstawie danych doświadczalnych. W nawiasach przedstawiono kodowane znaczenia czynników, przejście do których odbywało się zgodnie z zasadami, przedstawionymi w [2]. Dla czynnika $\tilde{X}_4$ z powodu niejednakowej odległości od podstawowego do najniższego i najwyższego poziomu, przed kodowaniem wykonano przejście do pseudocynnika $\tilde{X}_4^*$:

$$\tilde{X}_4^* = -0,0089\tilde{X}_4^2 + 3,0927\tilde{X}_4 - 93,369.$$

Poziomy pseudocynnika $\tilde{X}_4^*$ miały znaczenia: 70 (-1); 120 (0); 170 (+1).

Szybkość wiatru, jego kierunek, grubość płyt wełny mineralnej i płyt okładzinowych w badaniu doświadczalnym ustabilizowały się. Prędkość wiatru przyjęto równą 4,7 m/s, co odpowiada maksymalnej spośród średnich prędkości wiatru po rumbach za styczeń dla wielu miast środkowej Europy. Przyjęto kierunek wiatru prostopadły do płyt okładzinowych jako najbardziej niebezpieczny z punktu widzenia pogorszenia właściwości termoizolacyjnych ściany. W związku z tym, że filtracja powietrza przez warstwę ocieplającą następuje w jej zewnętrznej części, do badania przyjęto stałą grubość płyt wełny mineralnej, równą 50 mm. Przyjęto grubość płyt okładzinowych równą 10 mm.

Przed opisem powierzchni odzewu $Y = f(X_1, X_2, X_3, X_4)$, został przeprowadzony, według planu drugiego stopnia [2], czteroczynnikowy eksperyment. Plan eksperymentu przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Macierz planowania oraz wyniki eksperymentu do określenia spadku oporu cieplnego ΔR_k , ($\text{m}^2 \cdot \text{K}$)/W warstwy płyt wełny mineralnej przy oddziaływaniu wiatru

Numer próby	X_1	X_2	X_3	X_4	Y_1	Y_2	Y_3	$\bar{Y}_i$	S_i^2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	-1	-1	-1	-1	0,703	0,170	0,389	0,421	0,0718
2	+1	-1	-1	-1	0,733	0,502	0,323	0,519	0,0423
3	-1	+1	-1	-1	0,492	0,340	0,218	0,350	0,0188
4	+1	+1	-1	-1	0,328	0,459	0,315	0,367	0,0063
5	-1	-1	+1	-1	0,754	0,716	0,678	0,716	0,0014

cd. tabeli 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	+1	-1	+1	-1	0,465	1,281	0,585	0,777	0,1941
7	-1	+1	+1	-1	0,539	0,526	0,442	0,502	0,0028
8	+1	+1	+1	-1	0,987	0,350	0,659	0,665	0,1015
9	-1	-1	-1	+1	0,401	0,184	0,266	0,284	0,0120
10	+1	-1	-1	+1	0,429	0,354	0,238	0,340	0,0093
11	-1	+1	-1	+1	0,221	0,263	0,274	0,253	0,0008
12	+1	+1	-1	+1	0,379	0,169	0,337	0,295	0,0123
13	-1	-1	+1	+1	0,439	0,607	0,732	0,593	0,0216
14	+1	-1	+1	+1	0,512	0,906	0,390	0,603	0,0727
15	-1	+1	+1	+1	0,540	0,268	0,405	0,404	0,0185
16	+1	+1	+1	+1	0,641	0,505	0,401	0,516	0,0145
17	-1	0	0	0	0,841	0,175	0,212	0,409	0,1401
18	+1	0	0	0	0,513	0,301	0,722	0,512	0,0443
19	0	-1	0	0	0,754	0,385	0,229	0,456	0,0727
20	0	+1	0	0	0,412	0,340	0,485	0,412	0,0053
21	0	0	-1	0	0,051	0,718	0,303	0,357	0,1134
22	0	0	+1	0	0,504	0,802	0,787	0,698	0,0282
23	0	0	0	-1	0,627	0,262	0,704	0,531	0,0558
24	0	0	0	+1	0,504	0,234	0,671	0,470	0,0486

4. Wyniki eksperymentu i ich interpretacja

Opracowanie wyników eksperymentu włączało analizę i ocenę jednorodności wariancji, analizę regresji, ocenę istotności współczynników modelu i sprawdzenie adekwatności otrzymanego modelu. Wykonano je według [2]. Otrzymano regresyjny model:

$$\hat{Y}_1 = 0,48 + 0,037X_1 - 0,053X_2 + 0,128X_3 - 0,016X_4X + \\ + 0,042X_2^2 + 0,051X_3^2$$

Na podstawie otrzymanego równania regresji wykonano interpretacje wyników eksperymentu. Analizowano przede wszystkim wpływ poszczególnych czynników.

Największy wpływ na zmianę oporu cieplnego płyt wełny mineralnej poddanej działaniu wiatru miał czynnik X_3 – stosunek liczby poziomych złącz płyt

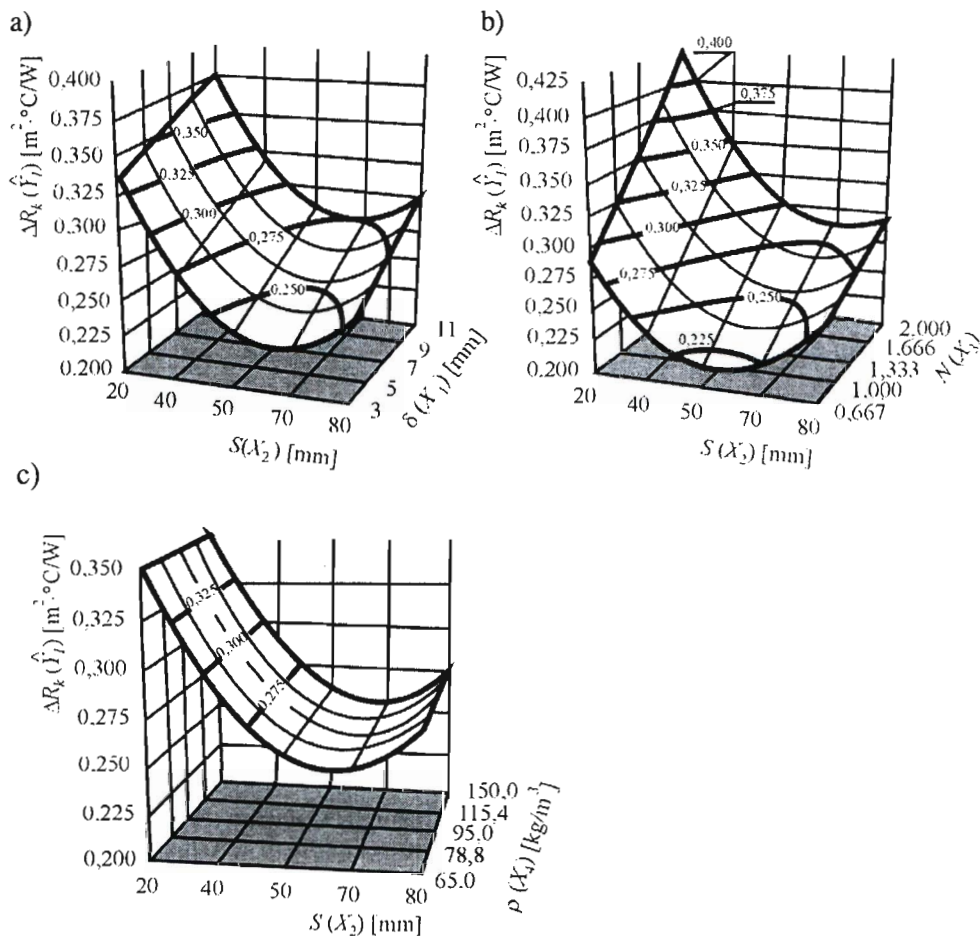
okładzinowych do wysokości ocieplonej części ściany budynku. Ustalono, że spadek oporu cieplnego $\hat{Y}_1$ zmienia się pod wpływem tego czynnika nierównomiernie. Przy zmianie X_3 od -1 do 0 wielkość $\hat{Y}_1$ wzrasta tylko o 19%, natomiast w przedziale od 0 do $+1$ przyrost $\hat{Y}_1$ wynosi 37%. Trzeba podkreślić, że na charakter i stopień wpływu czynnika X_3 inne czynniki nie mają wpływu.

Na drugim miejscu, ze względu na stopień wpływu, znalazł się czynnik X_4 – gęstość płyt wełny mineralnej. Przy zmianie X_4 od -1 do $+1$ spadek $\hat{Y}_1$ przebiega liniowo i wynosi 23%. Na czynnik X_4 także nie wpływają inne czynniki.

Czynnik X_2 – odległość między materiałem termoizolacyjnym a tylną powierzchnią płyt okładzinowych ma wpływ nierównomierny. Przy zmianie od -1 do 0 wielkość $\hat{Y}_1$ zmniejsza się tylko o 2%, a przy zmianie od 0 do $+1$ $\hat{Y}_1$ zmniejsza się o 20%. Nie wykazano wzajemnego oddziaływania czynnika X_2 z innymi czynnikami.

Najślabszy wpływ na $\hat{Y}_1$ wykazywał czynnik X_1 – szerokość otwartego złącza między płytami okładzinowymi. Stwierdzono, że przy zmianie X_1 od -1 do $+1$ wielkość $\hat{Y}_1$ zwiększa się o 17%. Również nie stwierdzono wzajemnego oddziaływania X_1 z innymi czynnikami. Graficzną interpretację wyników eksperymentu przedstawiono na rysunku 3. Za pomocą wykresów stwierdzono, że ekstremum przedstawionej zależności nie znajdują się w obszarze określonych czynników. Powierzchnia odzewu podnosi się przy przesunięciu w kierunku zwiększenia czynników X_1 i X_3 i zmniejszenia czynników X_2 i X_4 . Określono punkt przestąpienia czynnikowej, odpowiadający wartościom $\tilde{X}_1 = 3$ mm, $\tilde{X}_2 = 80$ mm, $\tilde{X}_3 = 0,667$, $\tilde{X}_4 = 150$ kg/m³, w którym różnica oporu cieplnego $\hat{Y}_1$ jest minimalna i wynosi 0,21 (m²·K)/W. Rzeczą oczywistą jest to, że wokół wartości wskazanego punktu ma miejsce największy spadek oporu cieplnego warstwy wełny mineralnej. Równocześnie przy wartościach $\tilde{X}_1 = 11$ mm, $\tilde{X}_2 = 20$ mm, $\tilde{X}_3 = 2$, $\tilde{X}_4 = 65$ kg/m³, spadek oporu cieplnego $\hat{Y}_1$ osiąga 0,768 (m²·K)/W, to znaczy, że wielkość ΔR_k zwiększa się prawie 2,7-krotnie. W rzeczywistych rozwiązaniach konstrukcyjnych elewacji wentylowanych wielkości rozpatrywanych powyżej czynników przyjmują najczęściej wartości: $\tilde{X}_1 = 9$ mm, $\tilde{X}_2 = 50$ mm, $\tilde{X}_3 = 1,333$, $\tilde{X}_4 = 95$ kg/m³. Łącznie czynniki, w warunkach oddziaływania wiatru, doprowadzają do spadku oporu cieplnego warstwy wełny mine-

ralnej na $0,499 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$, co odpowiada warunkom zmniejszenia jej grubości o 20 mm.



Rys. 3. Zależność spadku oporu cieplnego ($R_k, \tilde{Y}_1$), ($\text{m}^2\cdot\text{K)/W}$) ścian z wentylowanymi elewacjami od: a) szerokości (S , mm) wentylowanej pustki powietrznej i szerokości (δ , mm) otwartego złącza między płytami okładzinowymi (od X_2 i X_1 przy $X_3 = 0$; $X_4 = 0$), b) szerokości (S , mm) wentylowanej pustki powietrznej i stosunku (N) liczby poziomych złączy między płytami i wysokości ocieplonej części ściany budynku (od X_2 i X_3 przy $X_1 = 0$; $X_4 = 0$), c) gęstości (ρ , kg/m^3) płyt wełny mineralnej i szerokości (S , mm) wentylowanej pustki powietrznej (od X_2 i X_4 przy $X_1 = 0$, $X_3 = 0$)

5. Podsumowanie

Otrzymane wyniki i przeprowadzona analiza przekonują, że przy budowie elewacji wentylowanych w celu ochrony przed wydychaniem ciepła z płytowych termoizolacyjnych materiałów włóknistych konieczne jest stosowanie specjalnej wiatroizolacji w postaci folii.

Literatura

- [1] *Vetrozaščita v naviesnyh ventilirovanyh fasadach*, Strojizdat, Moskva, 2001.
- [2] **Polński Z.:** *Planowanie doświadczeń w technice*, PWN, Warszawa, 1984.

THERMAL PROPRIETY OF MINERAL WOOL PLATES IN BUILDING VENTILATED ELEVATIONS AT WIND INFLUENCE

Summary: The results of laboratory experiment for investigation of thermal resistance of mineral wool plates layer in ventilated elevations at influence of wind were introduced in this work. Investigative position imitating functioning of heating's layer in ventilated elevations at influence of wind, was prepared. Statistics planning methods were used at this investigation. On basic of received results regression model of fall of thermal resistance of warming layer from width of open joint of ridge elevations panels, the distance between heat-insulating material and back surface of facing panels (widths of ventilated aerial emptiness), relation of horizontal joints number of facing panels to height of wall warmed part of building and density of mineral wool plates, was mode.

Key words: ventilated elevation, mineral wool plates, thermal resistance, influence of wind, laboratory experiment

Artykuł przygotowano na podstawie Umowy o współpracy między Politechniką Białostocką i Tambowskim Państwowym Uniwersytetem technicznym w ramach działalności statutowej S/WB/05/02, finansowanej przez KBN.

Walery Jezierski, Paweł Monastyrew, Wiesław Sarosiek

WPŁYW STELAŻA MOCUJĄCEGO W ELEWACJACH WENTYLOWANYCH NA POLE TEMPERATURY ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki eksperymentu obliczeniowego, określającego pole temperatury w ścianach zewnętrznych budynków z wentylowanymi elewacjami. Najsłabszym pod względem termicznym miejscem tych przegród są węzły mocujące stelaże podtrzymujące materiał izolacyjny i płyty okładzinowe. Jako charakterystyczny parametr w badaniu przyjęto temperaturę w punkcie znajdującym się na wewnętrznej powierzchni ściany w jednej linii z osią kołka mocującego. Rozpatrzono charakter i stopień wpływu na ten parametr piętnastu wybranych czynników charakteryzujących cieplne i techniczne cechy materiałów oraz geometryczne parametry wszystkich elementów, tworzących węzeł mocujący.

Słowa kluczowe: pola temperatury, stelaż mocujący, elewacja wentylowana, węzeł mocujący

1. Wstęp

Podstawę elewacji wentylowanych stanowi stelaż nośny, który przy pomocy elementów mocujących zakotwiony jest w konstrukcyjnej części ściany zewnętrznej budynku. Takie elementy stelaża jak kołki rozporowe, prowadnice i wsporniki wykonane są z metalu – materiału charakteryzującego się wysoką przewodnością cieplną. Cała konstrukcja stelaża przebija na wylot warstwę izolacji termicznej ściany. Prowadzi to do istotnych, zarówno konstrukcyjnych jak i cieplnych, niejednorodności ścian. Istnienie niejednorodnych fragmentów wprowadza zmiany w polu temperatury ściany, powodując obniżenie temperatury na jej wewnętrznej powierzchni, co niekiedy może prowadzić do wykraplania pary wodnej na niektórych jej fragmentach. Pogarsza się mikroklimat pomieszczeń i ich sanitarno-higieniczne warunki. Wilgoć kondensacyjna może być również przyczyną niszczenia wewnętrznej powierzchni ściany (grzyby, mikroorganizmy).

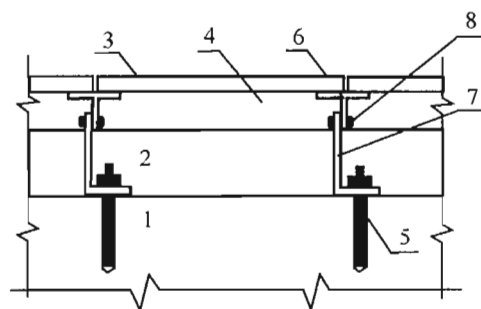
Na temperaturę wewnętrzną powierzchni ściany mają wpływ tak różne czynniki jak: grubość i rodzaj materiałów wykorzystywanych w izolacyjnej i konstrukcyjnej warstwie ściany, materiał, kształt i wymiary listew pionowych oraz wsporników stelaża mocującego, wymiary elementów kotwiących i ich rozstaw, istnienie pustki powietrznej i jej wymiary itp. Jednakże stopień i charakter wpływu poszczególnych czynników na zmianę pola temperatury ściany budynku nie jest do końca poznany, co powoduje trudności w projektowaniu elewacji wentylowanych.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań modelowych pola temperatury ściany zewnętrznej budynku w miejscach osadzenia kotew mocujących wentylowaną elewację. Wyjaśniono charakter i stopień wpływu wspomnianych powyżej czynników na możliwość lokalnego obniżenia temperatury w otoczeniu elementu mocującego.

2. Postawienie zadania i metoda badania

Rozpatrywana była konstrukcja wentylowanej elewacji z pionowym układem listew mocujących (rys. 1), która jest najbardziej rozpowszechnionym rozwiązaniem w praktyce budowlanej. Badanie przeprowadzono na podstawie eksperymentu obliczeniowego z wykorzystaniem programu komputerowego ELCUT wersja 4.2T. Jest to program pozwalający prowadzić analizy dwuwymiarowych pól temperatury. Program oparto na rozwiązywaniu równania przewodnictwa cieplnego z wymianą przez promieniowanie i konwekcję na granicy rozpatrywanego obszaru. Jest to program oparty na metodzie elementów skończonych. Budowę siatki elementów oparto na metodzie geometrycznej dekompozycji, co pozwala na płynne przechodzenie od bardzo małych do dużych elementów składowych siatki. Jednocześnie umożliwia to zmianę zagęszczenia siatki, co pozytywnie wpływa zarówno na przyspieszenie jak i na dokładność obliczeń.

Wybór poziomów zmienności czynników, charakteryzujących cieplne i techniczne cechy materiałów i geometryczne parametry wszystkich elementów, tworzących węzeł mocujący, dokonywany był na podstawie analizy znanych wariantów rozwiązań konstrukcyjnych, dla których, przy spełnieniu warunków wytrzymałości, długowieczności, ochrony cieplnej budynków itp., mogły być przyjęte takie lub inne materiały o konkretnych cechach fizycznych i parametrach geometrycznych. Na tej podstawie można było następnie określić zakres zmienności parametrów ścian i kotwień, rozważanych w niniejszej pracy.



Rys. 1. Konstrukcja wentylowanej elewacji z pionowym układem listew mocujących: 1 – warstwa nośna ściany; 2 – materiał termoizolacyjny; 3 – płyty okładzinowe; 4 – pustka powietrzna; 5 – rozporowa śruba kotwiąca; 6 – listwa; 7 – wspornik; 8 – śruba lub nit mocujący listwę do wspornika

Zgodnie z tym przyjęta do obliczeń grubość nośnej warstwy ściany zmieniała się od 0,25 m do 0,51 m, przy założeniu, że wykonywana była z materiałów o współczynniku przewodzenia ciepła λ od 0,33 W/mK (beton lekki) do 0,81 W/mK (cegła ceramiczna pełna na zaprawie cementowej).

Przyjmowano grubość warstwy ocieplającej od 0,05 m do 0,15 m. Zakładano, że może być ona wykonana z płyt z wełny mineralnej, których współczynnik przewodzenia ciepła waha się w zależności od gęstości materiału od 0,039 W/mK do 0,090 W/mK.

Stelaż mocujący w wentylowanych elewacjach wykonany jest zwykle ze stali ($\lambda = 58$ W/mK) lub aluminium ($\lambda = 221$ W/mK) i takie wartości współczynnika przewodzenia ciepła przyjęto jako minimalne i maksymalne. Grubość elementów stelaża zmieniała się w dopuszczalnym, z punktu widzenia konstrukcyjnego, przedziale od 0,0015 m do 0,0040 m.

Płyty okładzinowe mogą być wykonywane z materiałów charakteryzujących się różnymi właściwościami termoizolacyjnymi (beton, beton polimerowy, naturalny kamień, ceramika, szkło, metale, materiały kompozytowe). Dlatego rozpatrywano zmianę współczynników przewodzenia ciepła materiałów płyt okładzinowych w szerokim zakresie od 0,3 W/mK do 3,49 W/mK. Grubość płyt okładzinowych zależy w pierwszej kolejności od ich charakterystyk wytrzymałościowych. W większości spotykanych przypadków zmienia się ona od 0,008 m do 0,030 m i taki zakres zmienności przyjęto dla tej wielkości.

Wymiar charakterystyczny (grubość) wentylowanej szczeliny powietrznej przyjęto, wychodząc z minimalnej (0,02 m) i maksymalnej (0,08 m) stosowanej

wartości, wynikającej z jej warunków pracy. Wsporniki stelaża mocującego mają najczęściej wymiary w granicach od $0,04 \times 0,04$ m do $0,10 \times 0,10$ m.

W pracy [1] zaleca się wykonywać przekładki termoizolacyjne pomiędzy ścianą a wspornikiem o współczynniku przewodzenia ciepła w granicach od $0,05$ W/mK do $0,20$ W/mK. W związku z tym, że w rzeczywistości nie zawsze są one stosowane, przedział ich grubości przyjęto w granicach $0 - 0,009$ m.

Przedziały zmienności średnicy i długości zakotwienia kołków mocujących oraz ich rozstawu przedstawiają się następująco: średnica od $0,008$ m do $0,024$ m, głębokość zakotwienia od $0,05$ m do $0,15$ m i rozstaw od $0,40$ m do $1,20$ m. Współczynnik przewodzenia ciepła kołków mocujących przyjęto na stałym poziomie, równym 58 W/mK, ponieważ są one wykonane jedynie ze stali.

Uwzględnione w obliczeniach czynniki i przedziały ich zmienności zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1.

Badane czynniki i przedziały ich zmienności

Numer czynnika	Nazwa czynnika	Poziom zmienności		
		minimalny	średni	maksymalny
Panel elewacyjny				
1	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)	0,3	1,895	3,49
2	Grubość, m	0,008	0,019	0,030
Wentylowana pustka powietrzna				
3	Wymiar charakterystyczny, m	0,02	0,05	0,08
Izolacja termiczna				
4	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)	0,035	0,0625	0,09
5	Grubość, m	0,05	0,10	0,15
Konstrukcyjna warstwa ściany				
6	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)	0,33	0,57	0,81
7	Grubość, m	0,25	0,38	0,51
Stelaż nośny				
8	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)	58	139,5	221
9	Grubość, m	0,0015	0,00275	0,004
10	Wymiary podstawy wspornika mocującego, m	0,04x0,04	0,07x0,07	0,10x0,10
Przekładka izolacyjna				
11	Współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m·K)	0,05	0,125	0,2
12	Grubość, m	0,0	0,0045	0,009
Kolek rozporowy				
13	Średnica, m	0,008	0,016	0,024
14	Głębokość zakotwienia, m	0,05	0,10	0,15
15	Rozstaw kołków, m	0,40	0,80	1,20

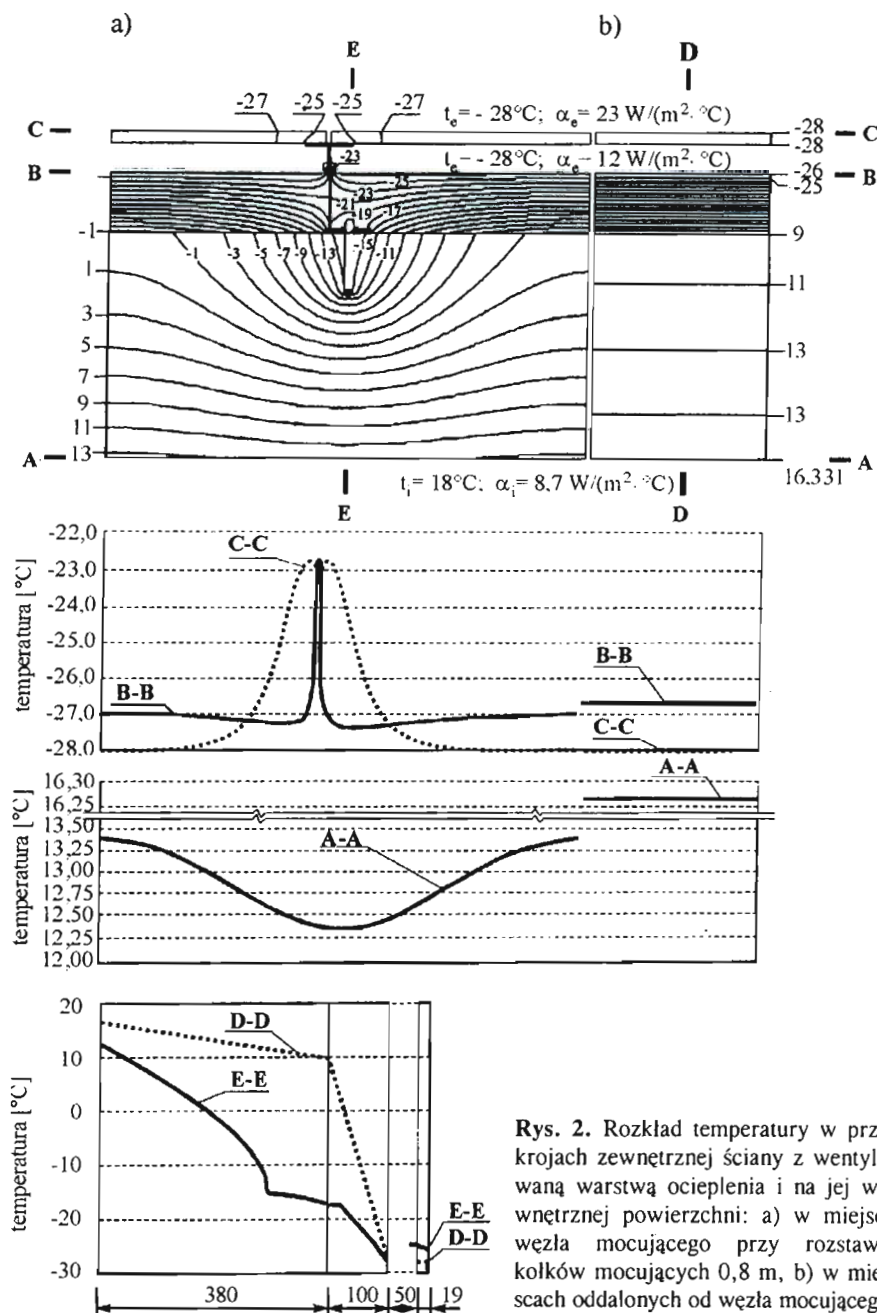
W obliczeniach przyjęto następujące warunki brzegowe:

- dla zewnętrznej powierzchni ściany: temperatura powietrza zewnętrznego $t_e = -28\text{ }^{\circ}\text{C}$; współczynnik przejmowania ciepła na zewnętrznej powierzchni ściany dla zimowych warunków eksploatacji $\alpha_e = 23\text{ W/m}^2\text{K}$ [2],
- dla powierzchni elementów węzła znajdujących się w strefie pustki powietrznej: temperatura powietrza zewnętrznego $t_e = -28\text{ }^{\circ}\text{C}$; współczynnik przejmowania ciepła na powierzchni dla zimowych warunków $\alpha'_e = 12\text{ W/m}^2\text{K}$ [2],
- dla wewnętrznej powierzchni ściany: temperatura powietrza wewnętrznego $18\text{ }^{\circ}\text{C}$; współczynnik przejmowania ciepła na powierzchni $\alpha_i = 8,7\text{ W/m}^2\text{K}$ [2].

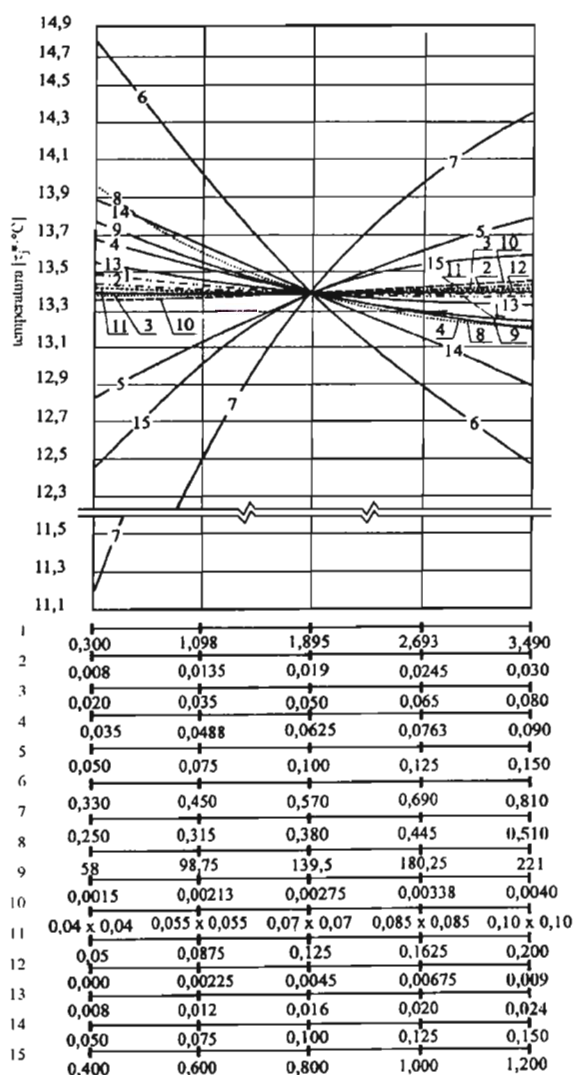
W obliczeniach założono, że składowa strumienia ciepła w pełnej ścianie w kierunku prostopadłym do osi elementu mocującego jest równa zero. Wyniki obliczeń przedstawiono w formie temperatury punktu wewnętrznej powierzchni ściany, znajdującego się w jednej linii z osią kołka mocującego τ_i^* $^{\circ}\text{C}$. Ta wartość temperatury, najniższa dla tej powierzchni, wyliczana była dla wszystkich wariantów rozwiązania konstrukcyjnego węzła jako podstawowy parametr oceny. Obliczenia wykonano początkowo dla średnich wartości parametrów a następnie oceniano wpływ wybranego parametru na wartość temperatury punktu charakterystycznego, wykonując takie same rachunki dla różnych wartości przyjętego przedziału zmienności tego parametru. Takie obliczenia wykonano dla wszystkich piętnastu analizowanych czynników, wymienionych w tabeli 1.

3. Wyniki eksperymentu obliczeniowego i ich interpretacja

Wyniki obliczeń pokazały, że temperatura w przekroju ściany zewnętrznej i na jej wewnętrznej powierzchni w miejscach mocowania elewacji wentylowanej zmienia się w znaczącym przedziale (rys. 2). Mostek termiczny spowodowany kółkiem kotwiącym, wspornikiem i prowadnicą stelaża, sprzyja intensyfikacji strumienia ciepłego płynącego przez warstwę izolacji cieplnej, w wyniku czego w miejscu styku elewacyjnych płyt z listwami pionowymi obserwuje się podwyższenie temperatury od $0,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $5\text{ }^{\circ}\text{C}$, a na wewnętrznej powierzchni – obniżenie temperatury od $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ w stosunku do temperatury nie zaburzonego pola temperatury, z dala od kołka mocującego.



Rys. 2. Rozkład temperatury w przekrojach zewnętrznej ściany z wentylowaną warstwą ocieplenia i na jej wewnętrznej powierzchni: a) w miejscu węzła mocującego przy rozstawie kółek mocujących 0,8 m, b) w miejscach oddalonych od węzła mocującego



Rys. 3. Zależność temperatury wewnętrznej powierzchni ściany zewnętrznej w miejscach węża mocującego t_i^* [°C] od badanych czynników 1-15: 1 – współczynnik przewodzenia ciepła płyt okładzinowych, [W/mK], 2 – grubość płyt okładzinowych [m], 3 – grubość pustki wentylowanej [m], 4 – współczynnik przewodzenia ciepła izolacji [W/mK], 5 – grubość materiału izolacyjnego, m, 6 – współczynnik przewodzenia ciepła konstrukcyjnej warstwy ściany [W/mK], 7 – grubość konstrukcyjnej warstwy ściany [m], 8 – współczynnik przewodzenia ciepła stelaża mocującego [W/mK], 9 – grubość stelaża mocującego [W/mK], 10 – wymiary podstawy wspornika [m], 11 – współczynnik przewodzenia ciepła podkładki termoizolacyjnej [W/mK], 12 – grubość podkładek termoizolacyjnych [m], 13 – średnica kołka kotwiącego [m], 14 – głębokość zakotwienia [m], 15 – rozstaw kołków mocujących [m]

Analiza zależności temperatury τ_i^* na wewnętrznej powierzchni ściany w strefie węzła mocującego od rozpatrywanych czynników pokazała, że praktycznie wszystkie analizowane czynniki mają na temperaturę wpływ znaczący (rys. 3). Jednakże charakter tego wpływu okazał się różny. Czynniki nr 3., 5., 7., 10., 12. i 15. dawały dodatnie kwadratowe (często bliskie liniowym) efekty, to znaczy wzrost rozpatrywanych czynników powodował wzrost wartości temperatury τ_i^* . Czynniki nr 1., 2., 4., 6., 8., 9., 11., 13. i 14. miały ujemne kwadratowe lub liniowe efekty (wzrost ich powodował spadek temperatury τ_i^*). Jednak wpływ badanych czynników na τ_i^* jest istotnie różny. Największy przejawiały czynniki nr 5., 6., 7., 8., 14. i 15.. Przy zmianie ich wartości w granicach rozpatrywanych zakresów wartość τ_i^* zmieniała się od -5,3% do +28,2% w porównaniu do temperatury z dala od węzła mocującego. Najsilniejszy dodatni wpływ miała grubość nośnej warstwy ściany (+28,2%). Słabszy wpływ ma rozstaw kołków rozporowych (+9,1%) i grubość warstwy izolacji termicznej (+7,5%). Największy ujemny wpływ wykazał współczynnik przewodzenia ciepła materiału warstwy nośnej ściany (-15,4%). Najśłabszy wpływ ujemny przejawia głębokość zakotwienia kołka rozporowego (-7,2%) i współczynnik przewodzenia ciepła stelaża nośnego (-5,3%).

Czynniki nr 9., 4. i 13. wpływają w małym stopniu na τ_i^* . Wpływ ten nie przekracza 5%. Przy zmianie wartości od najniższego do najwyższego poziomu grubość mocującego stelaża obniża τ_i^* o 3,9%; współczynnik przewodzenia ciepła płyt z wełny mineralnej o 3,5%, a średnica kołka rozporowego o 1,6%. Wpływ tych czynników na termiczną jednorodność ściany jest niewielki, co przejawia się w nieznaczących efektach obniżania temperatury τ_i^* . Słaby wpływ na wartość τ_i^* okazały także czynniki nr 1., 2., 3., 10., 11. i 12.. Spośród nich należy wydzielić współczynniki przewodzenia ciepła (1.) i grubość płyt elewacyjnych (2.). Efekty tych czynników zaprzeczają zasadzie, zgodnie z którą nie uwzględnia się oporu termicznego warstw położonych za wentylowaną pustką powietrzną. Bardzo słaby wpływ, wbrew temu, o czym mówi się w pracy [1], wykazał współczynnik przewodzenia ciepła (11.) i grubość (12.) termoizolacyjnej przekładki.

Oceniając wpływ poszczególnych parametrów można stwierdzić, iż te czynniki, które w największym stopniu wpływają na termiczną jednorodność ściany, jednocześnie przejawiają znaczący wpływ na temperaturę jej wewnętrznej powierzchni.

4. Wnioski

Wyniki badania pokazały, że ujawniony charakter i stopień wpływu poszczególnych czynników są zróżnicowane. W niektórych przypadkach są niezgodne z powszechnie obowiązującą w projektowaniu praktyką. Częściowo można to wyjaśnić niepełną zgodnością przyjętego modelu do obiektów znanych z rzeczywistości budowlanej. Założono bowiem idealne warunki wymiany ciepła między elementami stelaża mocującego (na przykład, ściśle przyleganie płyt elewacyjnych do prowadnic), co nie zawsze jest spełnione w praktyce. Możliwy jest tutaj również jednak ewentualny wpływ niedokładności obliczeń zastosowanego programu obliczeniowego.

Wyniki wykonanych obliczeń wskazują na potrzebę dopracowania praktycznych zaleceń projektowych dla wentylowanych elewacji. Należy tego dokonać na podstawie dodatkowych wyników obliczeniowych, przy zastosowaniu bardziej dokładnej procedury modelowania matematycznego i przy uwzględnieniu doświadczeń praktycznych. Podjęte prace skupić się powinny na analizie przede wszystkim szczególnie istotnych czynników fizycznych i geometrycznych konstrukcji mocujących elewacje wentylowane. Wyboru należy dokonać wśród tych, rozpatrywanych w niniejszej pracy czynników, które najsilniej oddziaływały na zmianę temperatury punktu charakterystycznego ściany z elementem mocującym wentylowane elewacje.

Literatura

- [1] **Batinicz R.:** *Ventiliruemyje fasady zdaniy*, Moskva, Strojizdat, 2001.
- [2] *Stroitel'naja teplotekhnika, Normy projektirovanija*, Moskva, 1998.
- [3] *Metodičeskie ukazanija po projektirovaniju novych tipov naružnyh ograždajuščeh konstrukcji z vysokimi ciepłoaščytnymi pokazatelami*, Moskva, 1995.

INFLUENCE OF FIXING FRAME IN VENTILATED ELEVATIONS OF EXTERNAL WALLS UPON TEMPERATURE FIELD

Summary: Results of calculation experiment defining temperature field in external walls with ventilated elevations are presented in this paper. The weakest thermal points in these barriers are knots fixing frames, which support insulation material and facing plates. The temperature in the point located on the internal side of the wall in one line with axis of fixing knot was chosen as a characteristic parameter. The feature and extent of influence of fifteen factors characterising ther-

mal, technical material features and geometrical parameters of all components of fixing knot upon this parameter have been regarded.

Key words: temperature field, fixing frame, ventilated elevations, fixing knot

Publikacja przygotowana na podstawie umowy o współpracy pomiędzy Politechniką Białostocką i Tambowskim Państwowym Uniwersytetem Technicznym w ramach pracy statutowej S/WB/05/02 finansowanej przez Komitet Badań Naukowych.

Marta Kosior-Kazberuk

OCENA MROZODPORNOŚCI BETONU ZGODNIE Z WYMOGAMI NOWEJ NORMY EUROPEJSKIEJ

Streszczenie: Omówiono trzy metody badania odporności betonu na powierzchniowe łuszczenie wywołane cyklicznym zamrażaniem i odmrażaniem z jednoczesnym nasyceniem roztworem soli odladzającej, proponowane w projekcie nowej normy europejskiej. Przedstawiono wyniki badań własnych nad mrozoodpornością betonu modyfikowanego roztworem asfaltu w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym, do wykonania których zastosowano metodę Boraas. Na podstawie wyników badań przeanalizowano możliwości zastosowania kompozytu do konstrukcji narażonych na jednoczesne działanie mrozu i środków odladzających.

Słowa kluczowe: beton, mrozoodporność, sole odladzające, metody badań, dodatek asfaltu

1. Wprowadzenie

Niszczenie konstrukcji budowlanych, w tym betonowych i żelbetowych, pod wpływem przemennego zamrażania i odmrażania jest charakterystyczne dla wszystkich budowli odsłoniętych, pracujących w warunkach wpływów atmosferycznych z jednoczesnym nasyceniem wilgocią. W takim przypadku na intensywność niszczenia betonu wpływają nie tylko zmiany temperatury i wilgotności, ale również przemiany fazowe wody i siły osmotyczne. Istotną rolę w rozwoju procesów niszczenia wskutek oddziaływania mrozu odgrywa charakter kapilarno-porowatej struktury materiału, wpływający na szybkość wymiany ciepła i masy z otaczającym środowiskiem.

W najtrudniejszych warunkach pracują obiekty narażone na jednoczesne oddziaływanie mrozu i roztworów soli: betonowe nawierzchnie drogowe, elementy mostów, chodniki, krawężniki, hydrotechniczne obiekty stykające się z wodą morską. Najczęściej występującym wówczas typem uszkodzeń mrozowych jest powierzchniowe łuszczenie. Zjawisko objawia się stopniowym łuszczeniem i odpryskami zaczynu lub zaprawy, grubości do kilku milimetrów. Towarzyszy mu odkrycie ziaren kruszywa grubego [7, 9, 10].

Autorzy projektu nowej normy europejskiej zaproponowali trzy metody badania odporności betonu na powierzchniowe łuszczenie [16]. Metodą podstawową jest metoda oparta na szwedzkiej normie SS 13 72 44, testy alternatywne — to metoda CDF, rekomendowana przez RILEM, oraz metoda niemiecka.

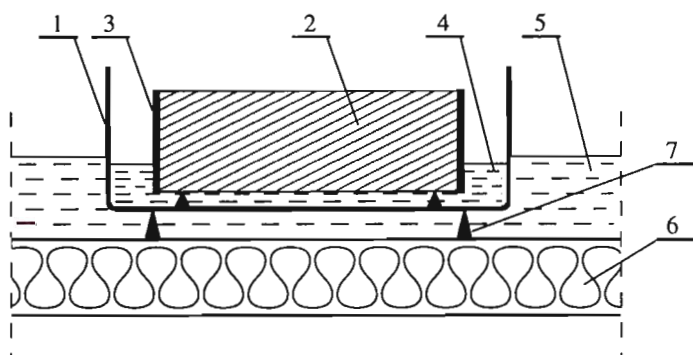
Z przeglądu literatury, dotyczącej badań nad mrozoopornością betonu, wynika, że istotny wpływ na wynik badania ma nie tylko skład betonu [1] i warunki dojrzewania [5], ale także metoda badania, a zwłaszcza takie parametry jak: minimalna temperatura, czas jej oddziaływania, szybkość chłodzenia oraz procedura przygotowania próbek do testu [3, 6].

2. Metody oceny mrozooporności betonu zaproponowane w nowej normie europejskiej

2.1. Metoda CDF

Do badania metodą CDF (Capillary Suction of De-icing Solution and Freeze-Thaw test) stosuje się próbki prostopadłościennne o wymiarach $15 \times 15 \times 5$ cm. Przez 7 dni od wykonania próbki dojrzewają w wodzie, przez następnych 21 — przechowywane są w warunkach powietrznosuchych (wilgotność względna $\sim 65\%$). Następnie próbki umieszczane są w pojemnikach na podkładkach — rys. 1 — i przez 7 dni następuje kapilarne podciąganie wody lub 3% roztworu NaCl poprzez dolną powierzchnię, która później poddawana jest zamrażaniu i odmrażaniu.

Tak nasączone próbki, wraz z pojemnikami, umieszcza się w komorze chłodniczej. Cykl zamrażania i odmrażania, w trakcie którego temperatura zmienia się od $+20^{\circ}\text{C}$ do -20°C , trwa 12 godzin. Tempo chłodzenia/ogrzewania cieczy mrozącej jest ściśle określone [6, 12]. Wykonuje się 28 cykli zamrażania i odmrażania. Zebrane na dnie pojemnika złuszczone cząstki suszy się i określa



Rys. 1. Przekrój próbki przygotowanej do badania metodą CDF 1 – pojemnik; 2 – próbka; 3 – izolacja z żywicy epoksydowej; 4 – roztwór NaCl; 5 – ciecz mroząca; 6 – izolacja cieplna; 7 – podkładki dystansowe

ich masę w przeliczeniu na 1 m² powierzchni betonu. Kryterium dla betonów mrozoodpornych to ubytek masy po 28 cyklach (m_{28}):

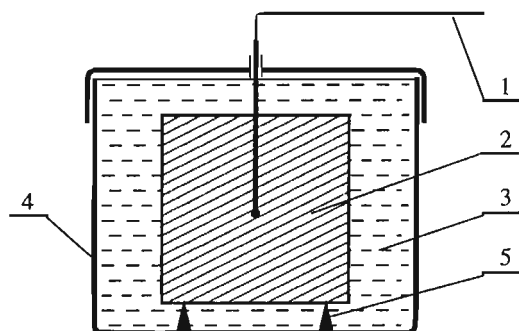
$$m_{28} < 1.5 \text{ kg/m}^2$$

oraz proporcja ubytków masy po 28 cyklach do ubytków określonych po 14 cyklach:

$$m_{28}/m_{14} < 2.$$

2.2. Metoda niemiecka

Badanie przeprowadza się na próbkach kostkowych o boku 10 cm, przechowywanych, przez pierwszych 28 dni po wykonaniu, w analogicznych warunkach jak w przypadku testu CDF. Zważone próbki umieszcza się w pojemnikach wypełnionych 3% roztworem NaCl. Przed właściwym badaniem nasycy się je roztworem soli przez 24 godziny. Ponownie określa się masę próbek, w celu oznaczenia absorpcji cieczy, i przystępuje do cyklicznego zamrażania i odmrażania. Pojedynczy cykl trwa 24 godziny. W metodzie niemieckiej zmiany temperatury kontroluje się za pomocą sondy umieszczonej w środku elementu próbnego — rys. 2. W trakcie cyklu temperatura zmienia się od +20°C do -15°C.



Rys. 2. Próbką do badania mrozoodporności metodą niemiecką 1 – sonda temperaturowa; 2 – próbka; 3 – ciecz mroząca; 4 – pojemnik; 5 – podkładki dystansowe

Ubytek masy określa się jako stosunek masy wysuszonego złuszczonego materiału do masy suchych próbek przed rozpoczęciem badania. Beton uważa się za mrozoodporny, gdy średni ubytek masy nie przekracza 3%.

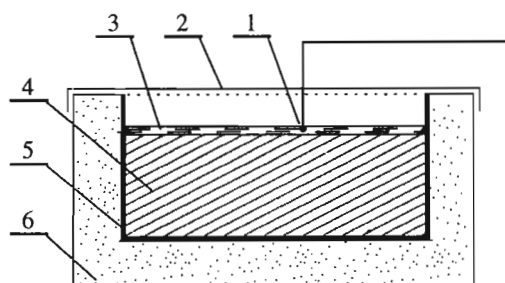
2.3. Metoda szwedzka (Boraas)

Do realizacji badań własnych wybrano metodę opartą na zaleceniach szwedzkiej normy SS 13 72 44 (metoda Boraas). Badanie to uchodzi za najbardziej surową metodę określania mrozoodporności. Test symuluje warunki często występujące w rzeczywistości [11, 13], a rodzaj zniszczenia odpowiada rzeczywistym uszkodzeniom konstrukcji.

Do badania stosowano próbki w formie kostek $15 \times 15 \times 15$ cm, które po rozformowaniu przez 7 dni przechowywano w wodzie, a następnie przez 14 dni w warunkach wilgotności względnej 65%, w temperaturze $18^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

Z każdej kostki, prostopadle do jej górnej powierzchni, odcinano płytkę grubości 5 cm, przy czym działaniu mrozu poddawana była powierzchnia cięcia. Wycięte płytki oklejono miękką gumą, pozostawiając nieoklejoną powierzchnię zamrażaną. Brzeg płaszcza gumowego wystawał 2 cm ponad krawędź próbki. Następnie wykonano izolację cieplną z pianki poliuretanowej grubości 2.5 cm, dolnej i bocznych powierzchni próbki. Górną powierzchnię tak przygotowanych próbek nasycano wodą przez 72 godziny. Bezpośrednio przed umieszczeniem próbek w komorze zamrażalniczej dokonano wymiany wody na 3% roztwór

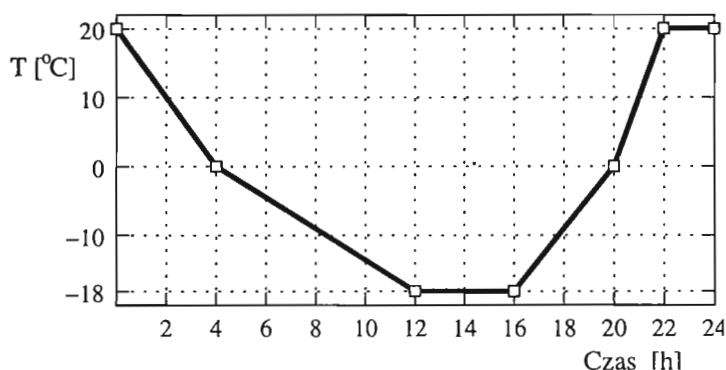
chlorku sodu. Próbkę przygotowaną do badania przedstawia rys. 3.



Rys. 3. Przekrój próbki stosowanej do badania mrozoodporności w obecności środków odladzających metodą szwedzką 1 – sonda termopieczna; 2 – osłona przeciwdziałająca odparowywaniu; 3 – ciecz mrozająca; 4 – próbka; 5 – płaszcz gumowy; 6 – izolacja cieplna

Próbki poddawano cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu w programowalnej komorze testowej o regulowanej szybkości nagrzewania i chłodzenia, przy czym temperatura cieczy mrozającej zmieniała się w ciągu pojedynczego cyklu dobowego według diagramu pokazanego na rys. 4.

Roztwór chlorku sodu wymieniano co 7 dni, jednocześnie zbierano materiał zluszczony z każdej próbki, suszono go do stałej masy i ważono. Dla każdego pomiaru i dla każdej próbki obliczano masę zluszczeń w odniesieniu



Rys. 4. Przebieg zmian temperatury cieczy mrozającej

do powierzchni poddanej próbie działania mrozu.

Zgodnie ze stosowaną procedurą [4], oceny odporności betonu na zamrażanie i odmrażanie w roztworze soli dokonuje się na podstawie masy złuszczonego materiału, wyznaczonej po 56 cyklach, według kryteriów zawartych w tabeli 1. Procedura [4] przewiduje przedłużenie badania dla betonów z domieszkami lub dodatkami poprawiającymi mrozoodporność.

Tabela 1.

Kryteria oceny mrozoodporności betonu, badanej według [4]

Mrozoodporność	Wymagania
Bardzo dobra	Średnia złuszczeń po 56 cyklach (m_{56}) jest mniejsza niż 0.10 kg/m^2
Dobra	Średnia złuszczeń po 56 cyklach (m_{56}) jest mniejsza niż 0.20 kg/m^2 lub średnia złuszczeń m_{56} jest mniejsza niż 0.50 kg/m^2 , przy czym m_{56}/m_{28} jest mniejsze niż 2 lub średnia po 112 cyklach (m_{112}) jest mniejsza niż 0.50 kg/m^2
Dostateczna	Średnia złuszczeń po 56 cyklach (m_{56}) jest mniejsza niż 1.00 kg/m^2 , przy czym m_{56}/m_{28} jest mniejsze niż 2 lub średnia po 112 cyklach (m_{112}) jest mniejsza niż 1.00 kg/m^2
Niedostateczna	Jeżeli nie są spełnione wymagania mrozoodporności dostatecznej

3. Badania własne

3.1. Cel badań

Celem badań było określenie odporności na powierzchniowe łuszczenie betonów z dodatkiem asfaltu upłynnionego w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym.

Metody strukturalnej ochrony betonu przed szkodliwym działaniem mrozu można podzielić na dwie zasadnicze grupy [2, 11]:

- redukcja porów kapilarnych w zaczynie cementowym, np. poprzez obniżenie stosunku w/c dzięki stosowaniu domieszek uplastyczniających i uszczelniających,

- napowietrzanie zaczynu cementowego.

Metodą ochrony betonu, zmierzającą do uzyskania szczelnej nieprzepuszczalnej dla wody struktury, jest wprowadzenie dodatku asfaltu, w postaci tzw. „pasty bitumicznej”, w trakcie przygotowania mieszanki betonowej. Wyniki dotychczas przeprowadzonych badań wskazują na znaczne możliwości kształtowania właściwości kompozytu, w tym na mikrostrukturę stwardniałego zaczynu cementowego i stosunek w/c , w kierunku uzyskania korzystnych właściwości użytkowych [8].

3.2. Materiały do wykonania elementów próbnych

Do wykonania próbek betonowych stosowano dwa cementy portlandzkie. Cement odporny na siarczany CEM I 42.5 HSR NA (cement C1) z Cementowni „Rejowiec”, przeznaczony do konstrukcji mostowych oraz CEM I 42.5 MSR NA (cement C2) – cement drogowy o umiarkowanej odporności na siarczany z Cementowni „Chełm”. Skład mineralny cementów podano w tabeli 2.

Tabela 2.

Skład mineralny i zawartość alkaliów w stosowanych cementach

Cement	Zawartość, % masy				
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Na ₂ O _{rown}
CEM I 42.5 HSR (C1)	61.3	14.6	2.1	15.6	0.49
CEM I 42.5 MSR (C2)	59.7	15.5	7.8	10.5	0.54

Do wykonania próbek wykorzystano mieszaninę piasku rzeczno-głazowego i grysów bazaltowych o uziarnieniu do 8 mm. Punkt piaskowy wynosił w każdym przypadku 44.9%.

Składnikiem modyfikującym była pasta bitumiczna – roztwór asfaltu przemysłowego PS-85/25 w wysokowrzącym węglowodorowym rozpuszczalniku organicznym (nafcie technicznej) z dodatkami.

3.3. Receptura betonów

Przedmiotem badań były betony drobnoziarniste. Zachowano jednakową plastyczną konsystencję mieszanek betonowych, co wymagało każdorazowo odpo-

wiedniej korekty ilości potrzebnej wody zarobowej. Dodatek pasty bitumicznej wprowadzono do zarobu poprzez zmniejszenie zawartości kruszywa, uwzględniając objętość zamienianych materiałów. W przypadku cementu C1 zastosowano dodatek asfaltowy w ilości 11.0% i 13.0% w stosunku do masy cementu, a cementu C2 — w ilości 9.5% i 11.0% w stosunku do masy cementu. O doborze receptury do badań, a przede wszystkim wartości stosunku p/c , który oznacza zawartość pasty bitumicznej w odniesieniu do masy cementu w mieszance betonowej, zdecydowały wyniki uprzednio prowadzonych badań [15]. Receptury stosowanych mieszanek betonowych podano w tabeli 3.

Tabela 3.

Składy mieszanek betonowych

p/c	w/c	Ilość poszczególnych składników, kg/m^3				
		Cement	Pasta bitumiczna	Piasek $0 \div 2 \text{ mm}$	Grys $4 \div 8 \text{ mm}$	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

Odporność betonów modyfikowanych na działanie mrozu porównano z odpornością betonów napowietrzonych. W tym celu przygotowano dodatkowo próbki betonów kontrolnych (wykonanych z obu cementów) napowietrzonych, wg receptury zawartej w tabeli 4. Jako domieszkę napowietrzającą wprowadzono preparat LPW, zalecany przez producenta do stosowania w przypadku betonów narażonych na działanie mrozu i środków odladzających. Domieszkę wprowadzano do betonu wraz z wodą zarobową w ilości 0.45% w stosunku do masy cementu, co zapewniło stopień napowietrzenia wymagany dla betonów przeznaczonych do konstrukcji mostowych z kruszywem o uziarnieniu do 8 mm [11, 10].

Tabela 4.

Skład mieszanki betonowej z domieszką napowietrzającą

p/c	w/c	Ilości poszczególnych składników, kg/m^3				
		Cement	Piasek $0 \div 2 \text{ mm}$	Grys $4 \div 8 \text{ mm}$	Woda	Domieszka LPW
0.0n	0.395	450	806	988	178	2.0

3.4. Wyniki badania odporności betonu na działanie mrozu i środków odladzających

Badanie mrozoodporności w obecności roztworu środków odladzających przeprowadzono na betonach z dodatkiem pasty bitumicznej, betonach kontrolnych bez dodatku pasty oraz, porównawczo, betonach kontrolnych napowietrzonych. Podstawowe właściwości badanych betonów, a także parametry charakteryzujące, w sposób ogólny, porowatość podano w tabeli 5 [8]. Oznaczenie 0.0n dotyczy betonów z domieszką napowietrzającą.

Próbki z dodatkiem pasty bitumicznej poddano 252 cyklom zamrażania i odmrażania. Zamrażanie próbek kontrolnych, niezawierających domieszki napowietrzającej, przerwano po 126 cyklach ze względu na bardzo głębokie uszkodzenia, uniemożliwiające dalsze badanie.

Na podstawie uzyskanych wyników, stosując zamieszczone w tabeli 1 kryteria, oceniono (tabela 6) odporność betonów na jednoczesne działanie mrozu i 3% roztworu NaCl.

Betony z dodatkiem pasty bitumicznej charakteryzowały się bardzo dobrą mrozoodpornością, betony kontrolne z trudem spełniły wymagania mrozoodporności dostatecznej (zawarte w tabeli 1). Średnia masa złuszczeń powierzchniowych w przypadku betonów kontrolnych była kilkakrotnie większa niż w przypadku betonów modyfikowanych — rys. 5. Napowietrzenie betonów kontrolnych pozwoliło osiągnąć odporność na powierzchniowe łuszczenie porównywalną z odpornością betonów z dodatkiem pasty.

Tabela 5.

Wyniki badania mieszanek betonowych i betonów

Rodzaj cementu	Cement C1				Cement C2			
Wartość p/c	0.0	0.11	0.13	0.0n	0.0	0.095	0.11	0.0n
Zawartość powietrza w mieszance, %	2.0	3.1	3.5	6.1	1.9	2.5	2.8	6.3
Wytrzymałość na ściskanie $f_c(28)$, MPa	59.1	44.1	34.7	49.9	65.9	50.8	44.9	52.8
Klasa betonu	B45	B35	B25	B35	B50	B40	B35	B40
Nasiąkliwość wagowa, %	4.28	1.87	1.91	4.34	4.33	1.92	2.02	4.63
Porowatość całkowita, %	12.88	14.15	14.09	15.23	12.69	14.23	14.60	15.92
Porowatość kapilarna, %	10.21	4.32	4.40	10.03	10.30	4.46	4.66	10.58
Porowatość zamknięta, %	2.67	9.83	9.69	5.20	2.39	9.77	9.94	5.34

3.4.1. Analiza statystyczna wyników badania mrozoodporności

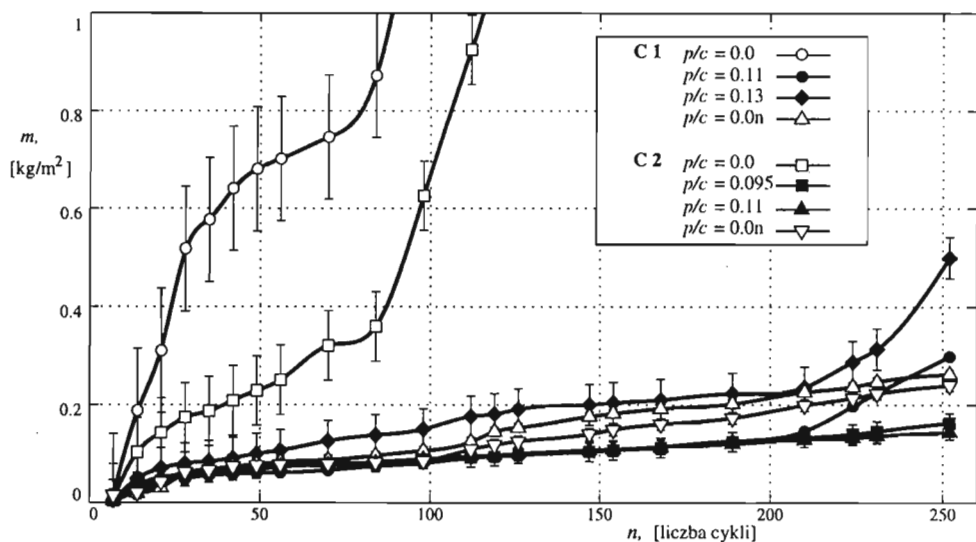
Analizę statystyczną objęto wyniki badania betonów bez domieszki napowietrzającej. Wstępna analiza wyników wykazała, że w przypadku obu cementów, z których wykonano próbki, istnieje rozrzut wartości masy złuszczeń dla różnych wartości stosunku p/c przy różnej liczbie cykli zamrażania i odmrażania.

Do określenia istotności wpływu liczby cykli zamrażania i odmrażania n (czynnik A), stosunku p/c (czynnik B) i rodzaju cementu (czynnik C — jakościowy) na tle rozrzutu wartości masy złuszczeń m w poszczególnych próbach zastosowano trójczynnиковą analizę wariancji wyników badania. Analizę wariancji objęto wyniki badań po 14, 42, 70, 98 i 126 cyklach zamrażania — odmrażania. Wyniki wybranych pomiarów zawarto w tabeli 7, całość wyników badań znajduje się w pracy [8].

Tabela 6.

Wyniki badania mrozoodporności betonu w obecności środków odladzających

Cement	p/c	Masa złuszczeń po n cyklach, kg/m^2			Mrozoodporność według kryteriów [4]
		m_{28}	m_{56}	m_{112}	
C1	0.0	0.535	0.702	1.741	Dostateczna
	0.11	0.051	0.061	0.092	Bardzo dobra
	0.13	0.077	0.100	0.178	Bardzo dobra
	0.0n	0.060	0.078	0.124	Bardzo dobra
C2	0.0	0.174	0.251	0.925	Dostateczna
	0.095	0.054	0.074	0.087	Bardzo dobra
	0.11	0.057	0.073	0.095	Bardzo dobra
	0.0n	0.062	0.078	0.109	Bardzo dobra



Rys. 5. Zależność masy złuszczeń powierzchniowych m od liczby cykli zamrażania i odmrażania n , wartości p/c i rodzaju cementu (na krzywych pokazano zakresy dokładności)

Tabela 7.

Plan badań i wyniki pomiarów masy złuszczeń próbek betonowych m , [kg/m²] pod wpływem cyklicznego zamrażania i odmrażania w obecności 3% roztworu NaCl (betony bez domieszki napowietrzającej)

Czynnik A (<i>n</i> , liczba cykli)		14	42	70	98	126
Cement C1 – Czynnik C						
Czynnik B (<i>p/c</i>)	0.0	0.189	0.552	0.645	1.393	2.822
		0.078	0.763	0.895	1.353	2.715
		0.298	0.609	0.698	1.199	2.767
	0.11	0.027	0.056	0.064	0.076	0.096
		0.024	0.062	0.071	0.085	0.101
		0.018	0.056	0.063	0.079	0.093
	0.13	0.024	0.050	0.091	0.139	0.196
		0.052	0.086	0.103	0.113	0.148
		0.072	0.137	0.184	0.199	0.229
Cement C2 – Czynnik C						
Czynnik B (<i>p/c</i>)	0.0	0.067	0.234	0.371	0.741	1.669
		0.092	0.156	0.224	0.513	1.500
		0.151	0.236	0.367	0.623	1.542
	0.095	0.012	0.049	0.062	0.075	0.082
		0.030	0.086	0.098	0.106	0.112
		0.036	0.060	0.074	0.087	0.105
	0.11	0.034	0.057	0.068	0.081	0.090
		0.038	0.082	0.093	0.101	0.110
		0.032	0.056	0.067	0.085	0.101

Jednorodność wariancji sprawdzono za pomocą testu Cochra. Sprawdzenie wykazało, że przy liczbie stopni swobody $f = 2$ oraz liczbie porównywanych wariancji $k = 30$ obliczeniowa wartość kryterium Cochra równa:

$$G_{ijkmax} = 0.0174/0.0972 = 0.1790,$$

jest mniejsze niż krytyczna $G_{0.05;2;30} = 0.1980$. Można więc uważać, że wariancje prób są jednorodne, a rezultaty badania — odtwarzalne.

W wyniku analizy wariancji (tabela 8) ustalono, że wszystkie czynniki i ich łączne oddziaływania mają wpływ na masę powierzchniowych złuszczeń, wy-

Tabela 8.

Wyniki analizy wariancji wpływu czynników A, B i C na masę złuszczeń powierzchniowych próbek betonowych

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Liczba stopni swob.	Wariancja	F_{eksp}	F_{tab}	η (%)
Czynnik A	5.841	4	1.460	449.86	2.52	19.08
Czynnik B	11.744	2	5.872	1809.00	3.15	38.36
A i B	9.393	8	1.174	361.72	2.10	30.68
Czynnik C	0.922	1	0.922	284.14	4.00	3.01
A i C	0.391	4	0.098	30.10	2.52	1.28
B i C	1.496	2	0.748	230.45	3.15	4.88
A i B i C	0.637	8	0.080	24.52	2.10	2.08
Błąd pomiaru	0.195	60	0.003	—	—	0.64

wołanych cyklicznym zamrażaniem i odmrażaniem próbek betonowych. Wskazuje na ten fakt porównanie kryteriów Fishera — eksperymentalnych F_{eksp} i tablicowych F_{tab} .

Porównanie procentowych udziałów wpływu poszczególnych czynników η wskazuje na dominujący wpływ obecności pasty bitumicznej (stosunek $p/c \sim 38\%$) i liczby cykli zamrażania i odmrażania ($\sim 19\%$) na masę złuszczeń powierzchniowych.

4. Podsumowanie

Dzięki wprowadzeniu dodatku asfaltu w postaci pasty bitumicznej uzyskano wysoką mrozoodporność betonu porównywalną z mrozoodpornością betonów napowietrzonych, badaną w testach długotrwałych — 250 cykli zamrażania i odmrażania — w obecności środków odladzających. W przypadku betonów modyfikowanych porowatość kapilarna przechodzi w zamkniętą, ponadto następuje przesunięcie porowatości w kierunku porów najdrobniejszych. Taki układ struktury porowatości pozwala osiągnąć bardzo dobrą odporność na działanie mrozu, małą nasiąkliwość, ale jednocześnie powoduje obniżenie wytrzymałości na ściskanie materiału.

Stosowana metoda oceny odporności betonu na powierzchniowe łuszczenie jest stosunkowo prosta do zrealizowania, a opracowanie własnej procedury przygotowania próbek oraz zbierania złuszczonego materiału, zapewniającej spełnienie wymogów normy, gwarantuje powtarzalność wyników. Ponadto, elementy próbne są duże, a oszacowanie wyników ilościowe. Metoda jest znacznie bardziej pracochłonna niż badanie do niedawna najczęściej stosowane, polegające na wyznaczeniu spadku wytrzymałości na ściskanie bądź rozciąganie betonu. Jednakże masa złuszczeń odniesiona do powierzchni betonu poddawanej cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu jest znacznie bardziej wiarygodną miarą stopnia uszkodzenia materiału niż spadek wytrzymałości. Pod wpływem cyklicznego zamrażania i odmrażania próbki betonowe są rozpulchnione, a ich powierzchnie stają się nierówne, co znacząco wpływa na wynik badania wytrzymałości.

W opisanych badaniach metodę szwedzką zastosowano do oceny wpływu dodatku asfaltu na odporność na powierzchniowe łuszczenie betonu wykonanego w laboratorium, podczas projektowania składu betonu. Jednakże możliwe jest wykonywanie badań, według opisanej procedury, na próbkach pobranych z konstrukcji ($\phi > 55$ mm).

Na podstawie dostępnych informacji [11, 14] można stwierdzić, że w przyszłej normie europejskiej na pewno znajdzie się metoda szwedzka oraz metoda CDF.

Literatura

- [1] **Brandt A.M., Józwiak-Niedźwiedzka D.:** *Uszkodzenia powierzchni betonu spowodowane cyklicznym zamrażaniem i odmrażaniem*. W: Materiały XLVII Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole — Krynica, 2001, s. 277.
- [2] **Bordeleau D., Pigeon M., Banthia N.:** *Comparative study of latex-modified concretes and normal concretes subjected to freezing and thawing in the presence of a deicer salt solution*. ACI Materials Journal 1992, Vol. 89, s. 547.
- [3] **Cai H., Liu X.:** *Freeze-thaw durability of concrete: Ice formation process in pores*. Cement and Concrete Research 1998, Vol. 28, s. 1281.

- [4] **Grodzicka A.:** *Trwałość betonów wysokowartościowych w aspekcie oddziaływania zmian termicznych.* Praca naukowo – badawcza nr NB-25, ITB, Warszawa, 1999.
- [5] **Grodzicka A., Małolepszy J.:** *Wpływ warunków pielęgnacji na odporność BWW na cykliczne zamrażanie i odmrażanie oraz złuszczenia solne.* W: Materiały III Konferencji Naukowo — Technicznej MATBUD'2000, Kraków — Mogilany, 28–30 czerwiec 2000, s. 115.
- [6] **Jacobsen S., Sæther D.H., Sellevold E.J.:** *Frost testing of high strength concrete: frost/salt scaling at different cooling rates.* Materials and Structures 1997, Vol. 30, s. 33.
- [7] **Fagerlund G.:** *Trwałość konstrukcji betonowych.* Wyd. 1. Arkady, Warszawa, 1997.
- [8] **Kosior–Kazberuk M.:** *Modyfikacja betonu przeznaczonego do konstrukcji mostowych roztworem asfaltu w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym.* Rozprawa doktorska. Politechnika Białostocka 2002.
- [9] **Mu R., Miao Ch., Luo X., Sun W.:** *Interaction between loading, freeze–thaw cycles and chloride salt attack on concrete with and without steel fiber reinforcement.* Cement and Concrete Research 2002, Vol. 32, s. 1061.
- [10] **Pigeon M., Marchand J., Pleau R.:** *Frost resistant concrete.* Construction and Building Materials 1996, Vol. 10, s. 339.
- [11] **Rusin Z.:** *Technologia betonów mrozoodpornych.* Wyd. Polski Cement, Kraków 2002.
- [12] **Setzer M.J., Fagerlund G., Janssen D.J.:** *CDF Test — Test method for freeze–thaw resistance of concrete — test with sodium chloride solution.* Materials and Structures 1996, Vol. 29, s. 523.
- [13] **Sun W., Zhang Y.M., Yan H.D., Mu R.:** *Damage and damage resistance of high strength concrete under the action of load and freeze–thaw cycles.* Cement and Concrete Research 1999, Vol. 29, s. 1519.

- [14] **Wawrzeńczyk J.:** *Metodyka badania mrozoodporności betonu w kontekście nowej normy europejskiej.* W: Materiały XLV Konferencji Naukowo-Technicznej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Wrocław — Krynica 2000, s. 231.
- [15] **Wieczorek G., Kosior-Kazberuk M.:** *Właściwości zapraw i betonów z dodatkiem asfaltu.* Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, seria Budownictwo Z. 21, 2001.
- [16] **CEN/TC 51/WG 12** *Test methods for freeze-thaw resistance of concrete.* Draft, April 1999.

EVALUATION OF FREEZE-THAW RESISTANCE OF CONCRETE ACCORDING TO NEW EUROPEAN STANDARD

Summary: Three test methods of concrete resistance to scaling due to cyclic freezing and thawing with de-icing salt saturation were discussed. The experimental results of frost resistance test of concrete modified with asphalt solution in high-boiling organic solvent, were presented. The tests were carried out in accordance with Boraas method. The possibilities of composite application to the structures subjected to freezing and thawing in the presence of de-icing agent were analysed.

Key words: concrete, freeze-thaw resistance, de-icing salts, test methods, asphalt addition

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej Katedry Konstrukcji Betonowych i Murowych.

Janusz Krentowski, Romuald Szelaǵ, Rościśław Tribiło

DESTRUKCYJNY WPŁYW TEMPERATURY NA KONSTRUKCJĘ ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH ZBIORNIKÓW WARZELNIANYCH

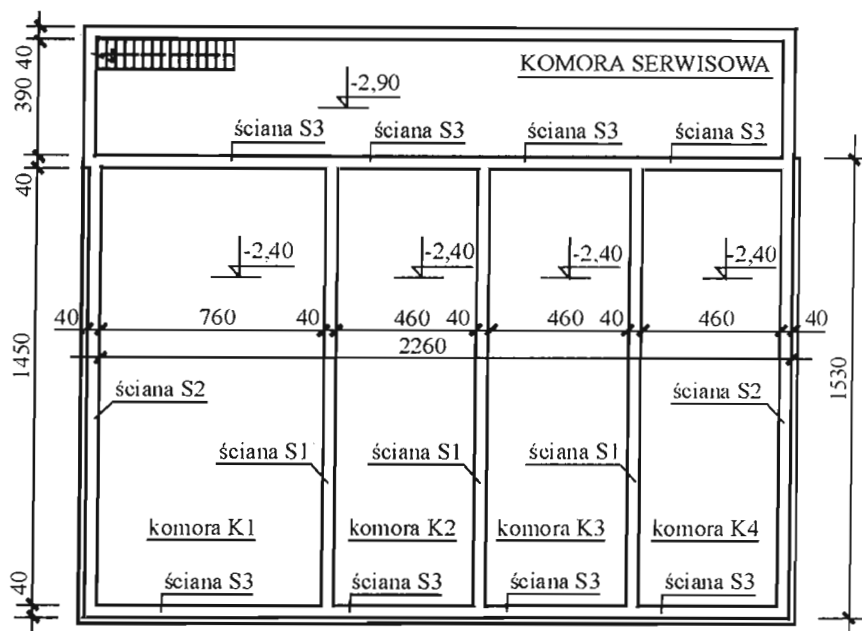
Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę stanu zarysowań żelbetowych ścian baterii dolów warzelnianych, poddanych działaniu obciążeń statycznych i pozastatycznych. W trakcie eksploatacji dolów warzelnianych, wykonanych jako cztery zblokowane zbiorniki o konstrukcji żelbetowej, stwierdzono wystąpienie przecieków przez pionowe mikrozarysowania ścian oraz w miejscu połączenia ścian podłużnych z dnem.

W wyniku przeprowadzonych analiz wykazano, że elementy konstrukcyjne przejmowały bezpiecznie działające obciążenia statyczne, natomiast obciążenie temperaturą (gorąca woda) spowodowało nadmierne wyteżenie zewnętrznych ścian zbiornika.

Słowa kluczowe: zbiorniki żelbetowe, obciążenie temperaturą, awaria

1. Wstęp

Doly warzelniane (rys. 1) są wykorzystywane podczas wytwarzania sklejki. Służą do poddawania drewna działaniu wody o temperaturze około 75°C. Obiekt wykonano w postaci czterech zblokowanych zbiorników o wymiarach zewnętrznych 15,30 × 20,40 m, wysokości 3,30 m. Górne krawędzie ścian zbiornika zabezpieczono przed uderzeniami kłód drewna, stosując kształtowniki stalowe zamocowane w jego konstrukcji.



Rys. 1. Rzut zbiornika. Układ i wymiary komór

2. Analiza rozwiązań konstrukcji obiektu

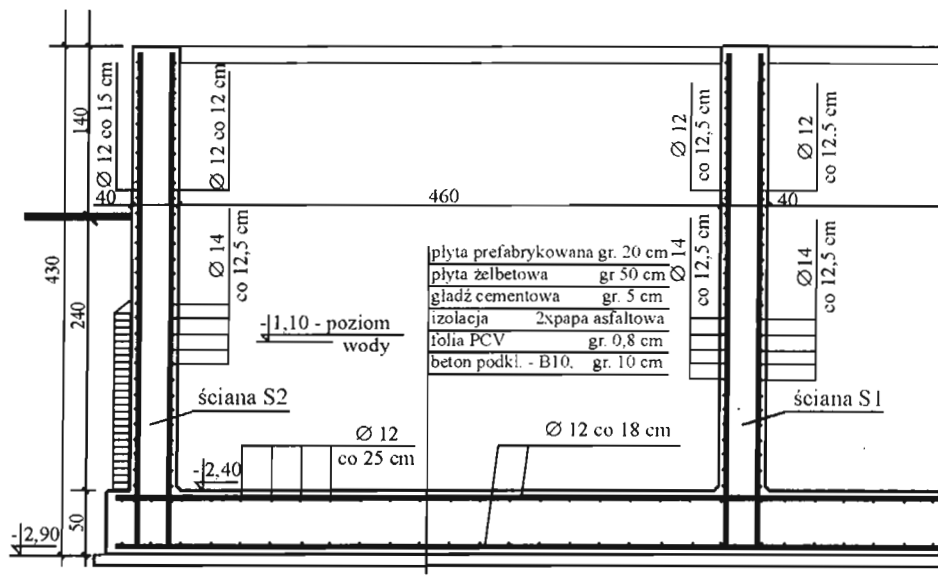
Elementy konstrukcyjne obiektu wykonano jako elementy żelbetowe z betonu klasy B30 o stopniu wodoszczelności W8 i zbrojone prętami ze stali żebrowanej klasy A-III gatunku 34GS. Grubość ścian zbiorników wynosi 40 cm, a płyty dennej 50 cm. W miejscu posadowienia obiektu zwierciadło wody gruntowej stabilizowało się na poziomie około 1,10 m poniżej poziomu terenu.

Rozwiązania konstrukcyjne zbiornika przedstawiono na rysunku 2.

W trakcie eksploatacji zbiorników stwierdzono powstanie przesąceń i przecieków w ścianach poprzecznych oraz w miejscach połączeń ścian podłużnych z dnem.

Określenie zakresu awarii oraz ustalenie przyczyn zaistnienia wad w elementach konstrukcji obiektu wymagało przeprowadzenia ich szczegółowych badań i oględzin. W wyniku pomiarów ustalono, że ściany uległy pionowym mikrozarysowaniom o rozwartości około $0,1 \div 0,3$ mm, usytuowanym w rozstawach około $1,0 \div 1,5$ m. Lokalnie stwierdzono punktowe sączenia wody. Struktura zarysowań była nieregularna. Rysy rozpoczynały się od dna zbiornika i zamykały

się na wysokości 1,2÷2,3 m. Analogiczne zarysowania stwierdzono również w narożach ścian. Były to pęknięcia wzdłuż połączenia ścian z płytą denną na całym obwodzie zbiornika.



Rys. 2. Szczegóły rozwiązań konstrukcji ścian zbiornika

Parcie wody na ściany jest największe w poziomie dna, co wpływa na intensyfikację penetracji wody w głąb struktury betonu. W wyniku procesu tzw. „warzenia” drewna wytwarza się środowisko kwaśne, które jest agresywne w stosunku do betonu i stali.

3. Analiza obciążeń elementów konstrukcyjnych

Ze względu na stwierdzony stan mikrozarysowań i penetrację wody przez rysy w postaci sączeń lokalnych, sprawdzono warunki stanów granicznych elementów konstrukcyjnych zbiornika, [1]. Przyjęto obciążenie ścian parciem wody wypełniającej komory oraz parciem gruntu na zewnętrzne powierzchnie ścian, a także technologiczne obciążenie naziomu. Obliczono momenty zginające M_x i M_y oraz siły poprzeczne w ścianach z uwzględnieniem warunków brzegowych.

Temperaturę zewnętrzną $t^z = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$ określono na podstawie normy [6], wartość

temperatury wewnątrz komór $t^w = +75^\circ\text{C}$ przyjęto na podstawie danych wynikających z procesu technologicznego podgrzewania wody. Temperaturę obliczeniową gruntu poniżej izolacji przyjęto równą $t^3 = +5^\circ\text{C}$. Różnica temperatury na powierzchniach ścian powoduje dodatkowe naprężenia od zginania, [3]. Obciążenie dna parciem wody gruntowej obliczono przyjmując rzeczywisty poziom zwierciadła wody.

4. Analiza statyczna płyt

Wymiary ścian dołów warzelniowych, sposób działania obciążeń, warunki brzegowe i zastosowane materiały klasyfikują ściany do elementów płytowych, cienkich izotropowych i jednorodnych. W obliczeniach przeprowadzonych numerycznie metodą elementów skończonych powierzchnię ścian zbiorników dyskretyzowano stosując elementy prostokątne. Powierzchnię ściany zewnętrznej S2 podzielono na 261 elementów (rys. 3), uzyskując 300 węzłów. W narożach elementów, czyli w węzłach siatki, występują przemieszczenia, które traktuje się jako podstawowe niewiadome dyskretyzowanego układu. Przemieszczenia węzła są wspólne dla wszystkich elementów stykających się narożnikami w danym węźle.

W każdym węźle „i” płyty był poszukiwany wektor niewiadomych

$$\delta_i = \begin{Bmatrix} w_i \\ \Theta_{xi} \\ \Theta_{yi} \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

stąd

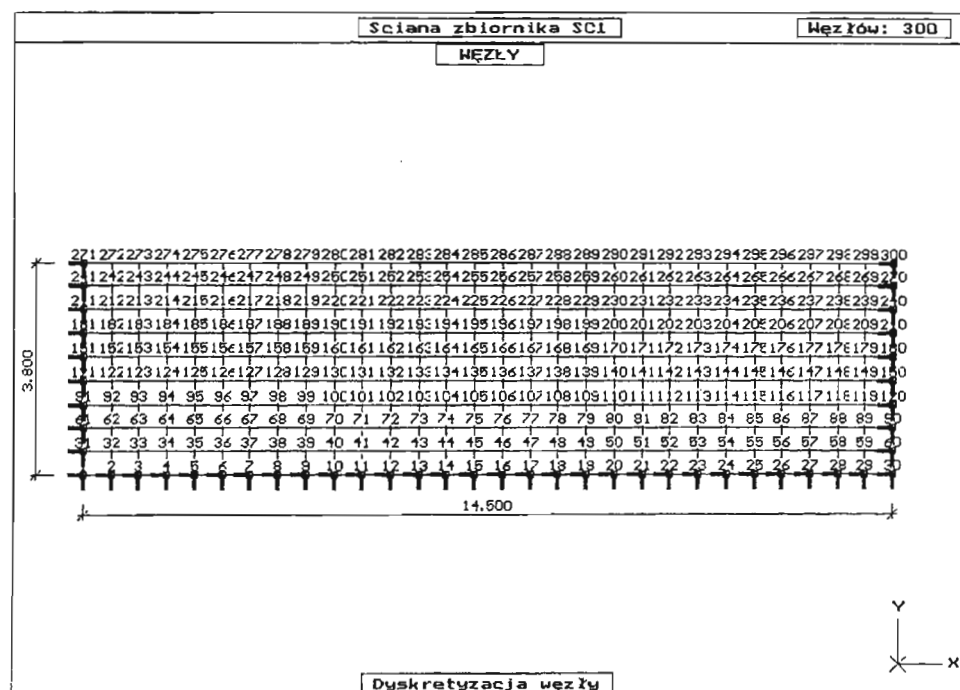
$$\delta_i^T = \left\{ w_i \left(-\frac{\partial w}{\partial y} \right)_i \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_i \right\}. \quad (2)$$

Wykorzystano wektor odkształceń

$$\varepsilon^T = \left\{ \left(-\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left(-\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right\} \quad (3)$$

i wektor sił wewnętrznych

$$\mathbf{F}^T = \{ F_{wi} \quad F_{\Theta xi} \quad F_{\Theta yi} \}. \quad (4)$$



Rys. 3. Dyskretyzacja analizowanego układu płytowego – ściana S2. Układ węzłów

Macierz sztywności prostokątnego elementu płytowego ma postać

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Siły wewnętrzne wyrażono jako wektor

$$\delta^T = \{M_x \quad M_y \quad M_{xy}\} = M^T. \quad (6)$$

Związek między siłami wewnętrznymi a odkształceniami przedstawia wyrażenie

$$\delta = D\epsilon. \quad (7)$$

Przy podziale płyty na „ n ” węzłów i zapisaniu do każdego z nich trzech równań równowagi zbudowano układ równań liniowych w postaci

$$\mathbf{K}\delta = \mathbf{R} . \quad (8)$$

w którym:

- $\mathbf{K}$ – globalna macierz sztywności płyty,
- δ – wektor poszukiwanych przemieszczeń węzłów,
- $\mathbf{R}$ – wektor zewnętrznych obciążeń węzłowych.

Wyniki obliczeń numerycznych otrzymano w postaci tekstowej jako listę wydruków wartości przemieszczeń, momentów zginających, naprężeń oraz w formie wizualnych wykresów.

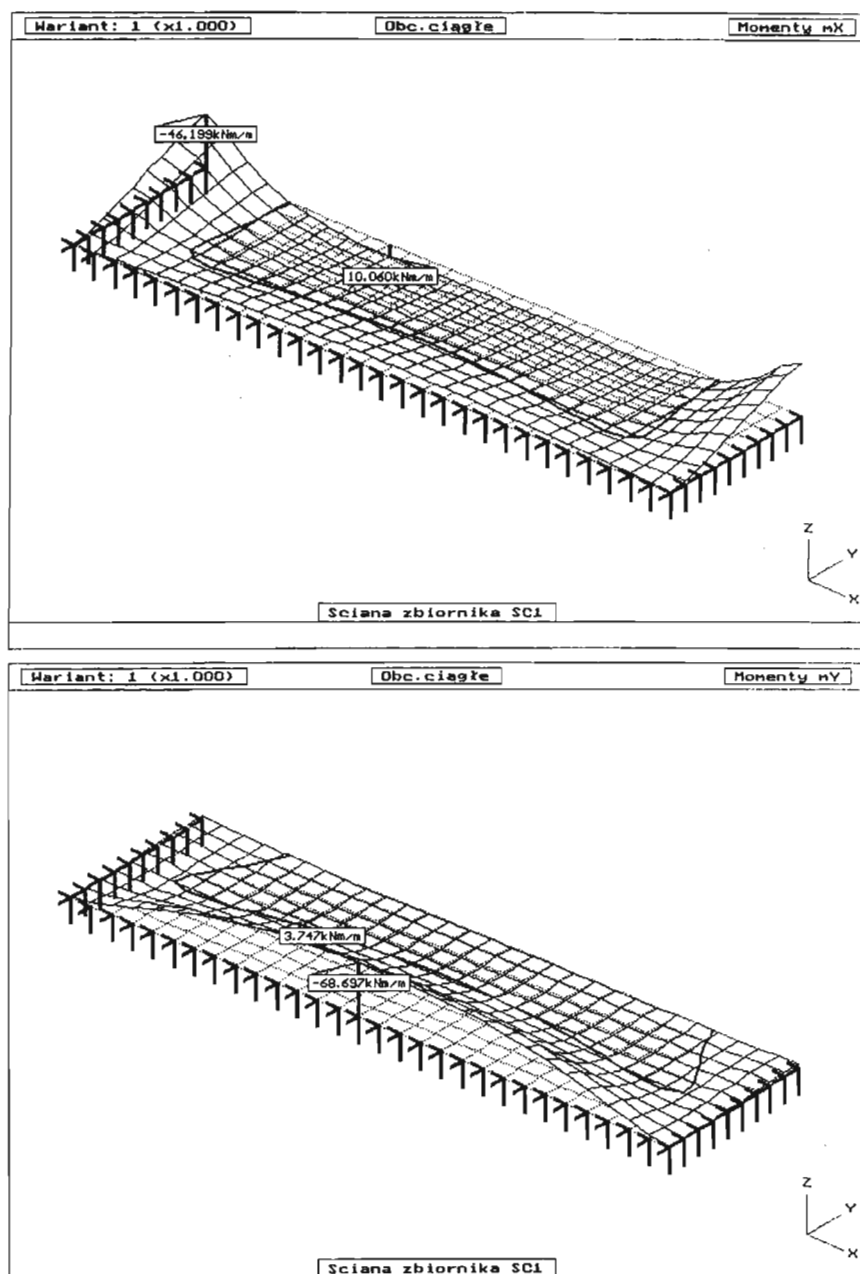
5. Weryfikacja stanu granicznego nośności płyt

Ogólne kryteria w zakresie analizy stanów granicznych nośności elementów konstrukcyjnych projektowanych i realizowanych z betonu zbrojonego określono zgodnie z przepisami normy [4], na której podstawie projektowano konstrukcję dołów warzelnianych oraz obowiązującej normy [5]. Zrealizowane obliczenia numeryczne są podstawą do określenia miarodajnych, najbardziej wyťažonych stref konstrukcji ścian. Sprawdzono czy uogólnione obliczeniowe siły zewnętrzne nie są większe od nośności przekrojów, określonej na podstawie obliczeniowych wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych. Stany niebezpieczne w ścianach komór mogą wystąpić jako skutek ich zginania spowodowanego obciążeniami statycznymi i temperaturą.

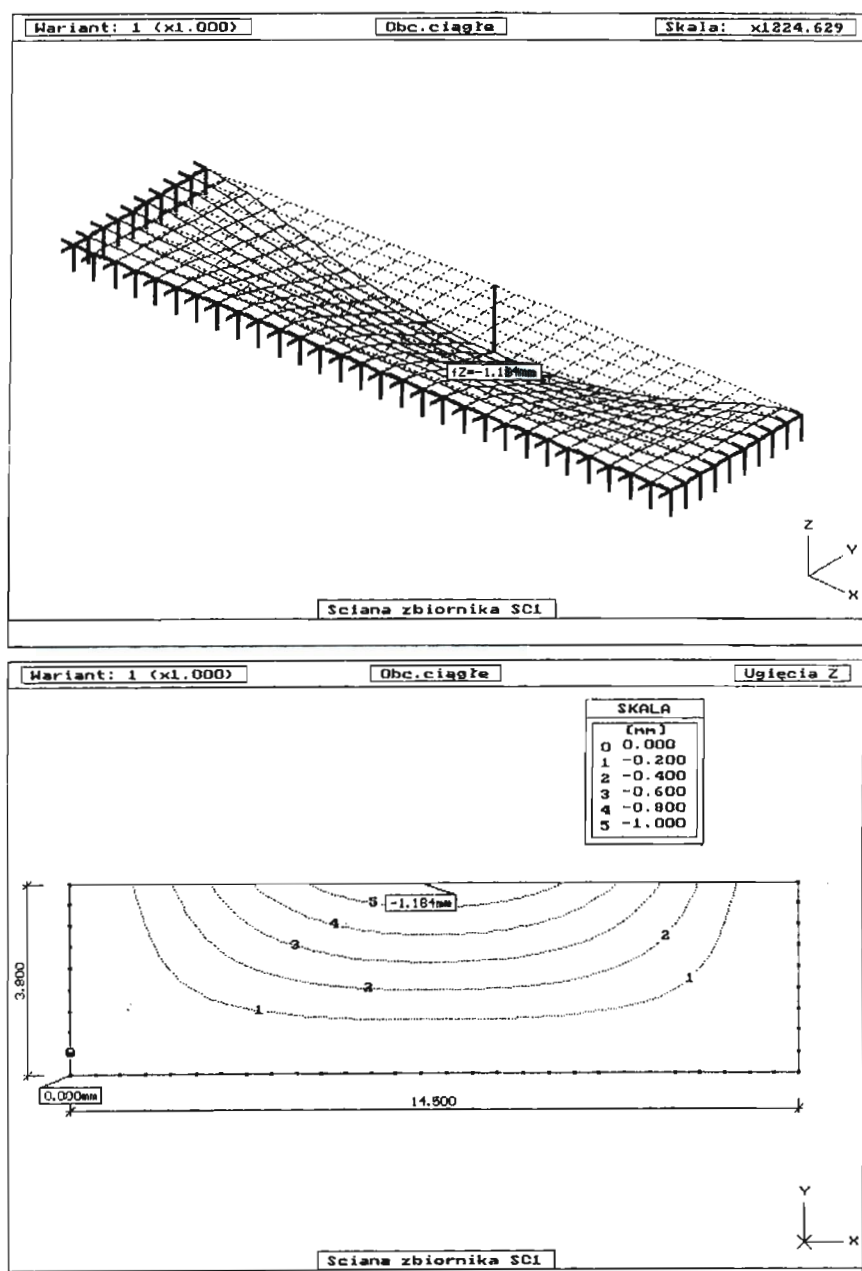
Podczas napełniania komór wodą największe wartości momentów zginających wystąpiły w ścianach S1. Stwierdzono, że stan graniczny nośności tych ścian w kierunkach x i y na etapie napełniania komór był spełniony.

Zewnętrzne ściany S2 i S3 powinny bezpiecznie przejmować także obciążenie zewnętrzne gruntem, a więc warunki stanu granicznego nośności powinny być spełnione w przypadku obciążeń statycznych w warunkach opróżnienia komór. Na podstawie wykonanych obliczeń wykazano, że zewnętrzne ściany S2 i S3 będą przejmowały bezpiecznie obciążenia statyczne od parcia gruntu.

Numeryczną wizualizację momentów zginających w płycie ściennej zbiornika poddanej działaniu obciążeń statycznych od parcia cieczy przedstawiono na rysunku 4, a numeryczną wizualizację odkształceń analizowanego układu na rysunku 5.



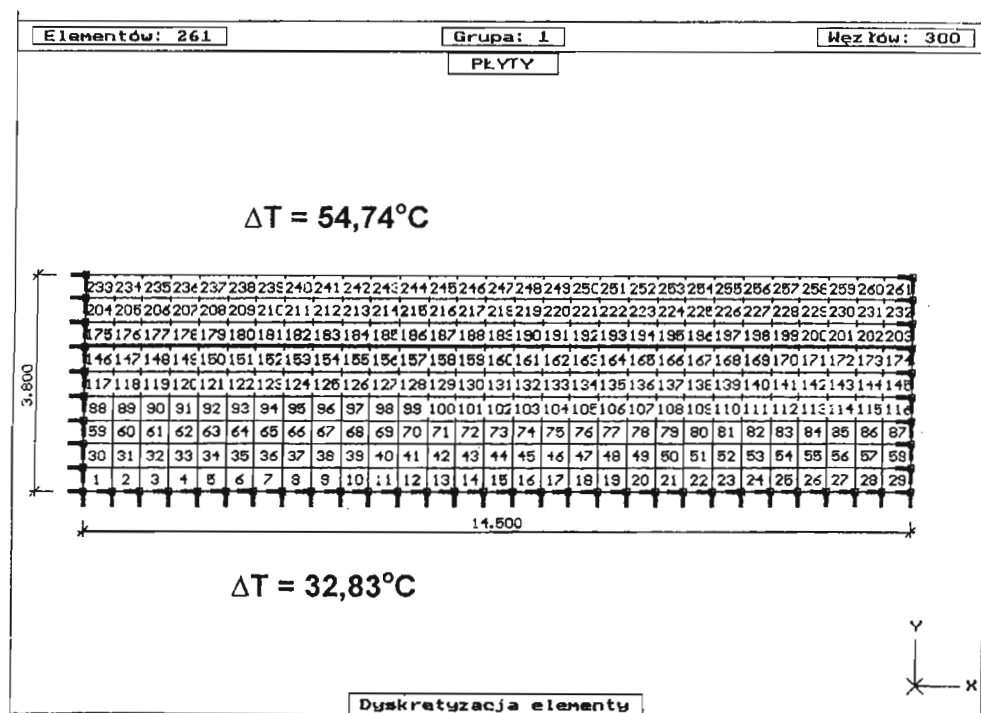
Rys. 4. Numeryczna wizualizacja momentów zginających w płycie ściennej zbiornika



Rys. 5. Numeryczna wizualizacja odkształceń płyty ściennej zbiornika

6. Obciążenie temperaturą ścian zewnętrznych

Zaistniałe w trakcie eksploatacji zbiorników zarysowania nie były efektem przekroczenia stanu granicznego nośności pod wpływem działania obciążeń statycznych. Sprawdzone więc warunki nośności granicznej w stadium eksploatacyjnym, określonym w projekcie technologicznym, przyjmując że dolne partie ścian ocieplone i zagłębione w gruncie są obciążone różnicą temperatury $\Delta t = +32,83^{\circ}\text{C}$, a nadziemne partie ścian są poddane działaniu różnicy temperatury $\Delta t = +54,74^{\circ}\text{C}$.



Rys. 6. Dyskretyzacja układu płytowego obciążonego zmienną temperaturą – ściana S2. Układ elementów

W wyniku obliczeń i analiz stwierdzono, że stan graniczny nośności zginanej ściany zewnętrznej S2 w kierunku x oraz y nie jest spełniony. Przy ekstremalnych wartościach obliczonych momentów zginających zachodzą bowiem nierówności:

$$M_{wx} = 123,32 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{ox}(S2) = 274,97 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (9)$$

$$M_{wy} = 68,52 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{oy}(S2) = 222,58 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (10)$$

gdzie:

M_{wx}, M_{wy} – momenty zginające w analizowanych przekrojach ściany, odpowiednio w kierunkach x i y , określone na podstawie normy [5],
 M_{ox}, M_{oy} – momenty od obciążenia temperaturą w analizowanych przekrojach ściany, odpowiednio w kierunkach x i y , określone w wyniku obliczeń numerycznych.

Ponieważ ściany komory nie przejmują bezpiecznie projektowanego obciążenia temperaturą, rozpatrzono wariant docieplenia powierzchni ścian zewnętrznych powyżej poziomu terenu tak, aby uzyskać równomierne obciążenie różnicą temperatur o wartości projektowanej $\Delta t = +32,83^\circ\text{C}$. W wyniku przeprowadzonych obliczeń wykazano, że przy takim rozwiązaniu również nie są spełnione warunki stanu granicznego nośności.

7. Analiza przyczyn zaistniałych zjawisk

Przyczyną wystąpienia nieszczelności ścian zbiorników warzelnianych były efekty pozastatyczne, niezwiązane z bezpośrednim napełnieniem i obciążeniem komór wodą.

Z wykonanych obliczeń wynika, że ściany dołów warzelnianych przy istniejącym sposobie zbrojenia nie mogą być napełnione wodą o temperaturze obliczeniowej $+75^\circ\text{C}$ w istniejących warunkach częściowego ocieplenia ścian zewnętrznych w strefie zagłębienia w gruncie [2]. Dodatkowe docieplenie ścian zewnętrznych w strefach nieocieplonych, nie zapewnia również prawidłowej pracy konstrukcji.

Natomiast w procesie eksploatacji dołów warzelnianych należy oczekiwać powstania nowych zarysowań w ścianach zewnętrznych, których przyczyną będą obciążenia różnicą temperatury między temperaturą wody technologicznej wypełniającej komory a temperaturą otoczenia. Dlatego eksploatację obiektu zgodnie z przyjętą w dokumentacji projektowej technologią podgrzewania wody do temperatury obliczeniowej $+75^\circ\text{C}$ uznano za niedopuszczalną.

8. Podsumowanie

W uzasadnionych z ekonomicznego punktu widzenia przypadkach korzystniejsza jest modyfikacja procesu technologicznego niż kosztowne i czasochłonne wzmocnianie konstrukcji obiektu. Warunkiem dopuszczenia analizowanego obiektu do bezpiecznej eksploatacji jest określenie przez użytkownika minimalnej, dopuszczalnej w procesie technologicznym temperatury wody wypełniającej komory i stosownie do jej wartości opracowanie projektu docieplenia ścian wewnętrznych oraz wytycznych eksploatacji obiektu.

Literatura

- [1] **Krentowski J., Tribillo R.:** *Awaria żelbetowych ścian zbiorników na odpady paleniskowe.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3/1998.
- [2] **Polak M. A.:** *Thermal Analysis of Reinforced-Concrete Shells.* „Journal of Structural Engineering”, Vol. 124, nr 1/98.
- [3] **Starosolski W.:** *O potrzebie uwzględniania wpływu nagrzania słonecznego w projektowaniu wielopolowych płyt żelbetowych.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 7/1996.
- [4] **PN-84/B-03264** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [5] **PN-B-03264:2002** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [6] **PN-82/B-02403** *Ogrzewnictwo. Temperatury obliczeniowe zewnętrzne.*

THE DESTRUCTIVE INFLUENCE OF TEMPERATURE LOAD ON OUTER WALLS CONSTRUCTION OF BOILING PITS'

Summary: The paper presents the analysis of scratching state of RC walls in boiling pits' construction. Structure was made as four tanks building and founded 2,90 m below ground level. Overall dimensions were 15,30×20,40×3,30 m. During exploitation the walls showed leaking symptoms through the micro-scratches and in wall and bottom joints. It was proved that constructional elements of tank would take safely static loads but thermal loads would cause excessive effort of outer walls of tank.

Key words: RC tanks, temperature load, failure

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

Janusz Krentowski, Piotr Michalczuk, Rościśław Tribiło

PROBLEM SZCZELNOŚCI GRUBYCH POWŁOK WALCOWYCH

W pracy przedstawiono analizę wpływu spękań żelbetowych ścian komory fermentacyjnej na bezpieczną eksploatację obiektu. Zbiornik składa się z trzech elementów konstrukcyjnych: leja osadowego, ściany komory i kopuły przekrywającej. Elementy zbiornika wykonano jako monolityczne z betonu zbrojonego.

Wykazano, że w dolnej partii ścian komory nie zostały spełnione warunki nośności granicznej pierścieniowego przekroju żelbetowego. Udokumentowano fakt niespełnienia normowych warunków stanu granicznego użytkowania, w zakresie rozwarcia rys. Stwierdzono, że przyczyną zaistniałych wad jest odmienny od projektowanego, niewystarczający przekrój wykonanego zbrojenia pierścieniowego. Pracę podsumowano określeniem sposobu wykonania zabezpieczeń żelbetowego płaszcza zbiornika.

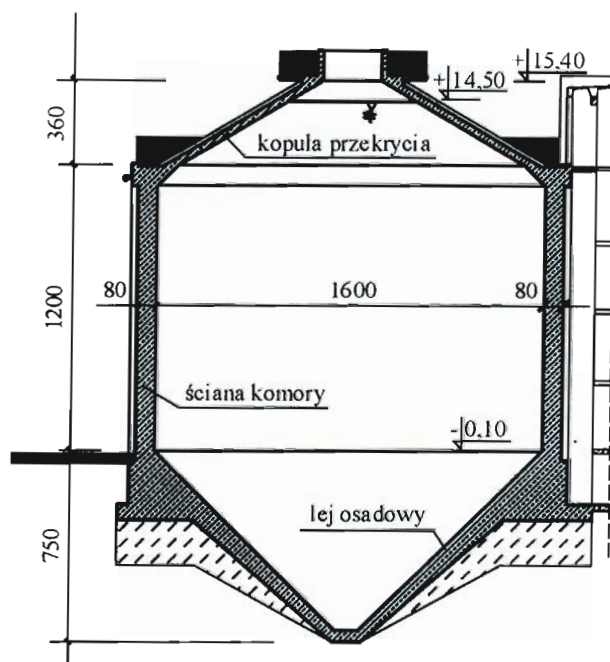
Słowa kluczowe: powłoka walcowa, zbiorniki żelbetowe, nośność graniczna, stan zarysowań.

1. Wstęp

Budowle inżynierskie wykorzystywane w procesach technologicznych, np. w oczyszczalniach ścieków czy elektrociepłowniach, są narażone na działanie trudnych do przewidzenia obciążeń wyjątkowych [4]. Wystąpienie nieprzewidzianych uszkodzeń może doprowadzić do zmiany schematu statycznego konstrukcji obiektu i stać się przyczyną awarii.

W żelbetowej komorze fermentacyjnej w oczyszczalni, wskutek awarii urządzeń wentylacyjnych, doszło do wzrostu ciśnienia, a w konsekwencji wybuchu biogazu wytwarzającego się w procesie oczyszczania ścieków. Przed awarią pionowe pręty zbrojenia ściany, zabetonowane w wieńcu górnym, stwarzały pełne warunki utwierdzenia. Po wybuchu biogazu w strefie wieńca powstała pozioma szczelina eliminująca wzajemne utwierdzenie ścian i kopuły. W celu zabezpieczenia uszkodzonej konstrukcji wykonano nowe przekrycie stożkowe, wykorzy-

stując spękaną kopułę jako deskowanie. Po wznowieniu procesu technologicznego w dolnej części ścian zbiornika zaczęły się pojawiać pionowe pęknięcia.



Rys. 1. Przekrój komory

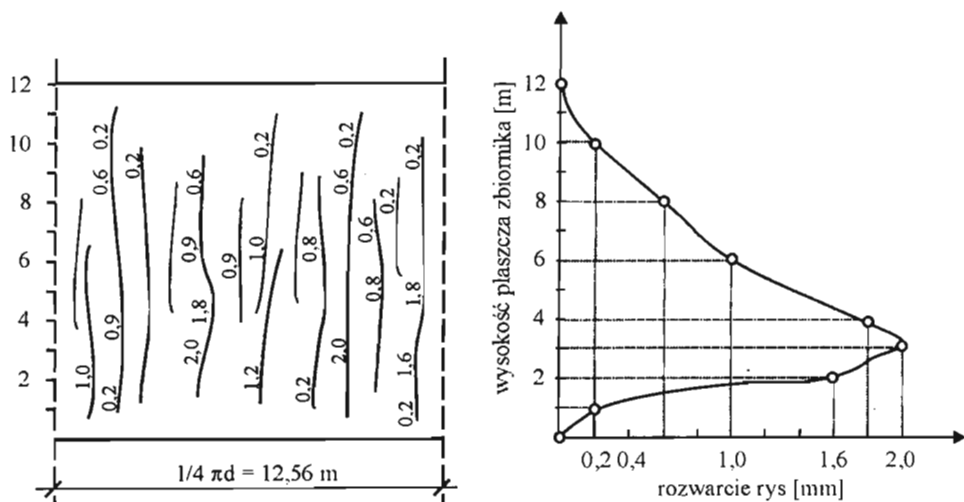
2. Analiza rozwiązań konstrukcji obiektu

Komorę fermentacyjną o pojemności 3150 m^3 ukształtowano z trzech głównych elementów konstrukcyjnych [2]: leja osadowego, ściany komory i kopuły przekrywającej zbiornik. Wszystkie elementy zaprojektowano jako monolityczne, z betonu zbrojonego. Kopułę ukształtowano w postaci stożka z tzw. dzwonem zamykającym, osadzonym na żelbetowym pierścieniu – „latarni”. Pierwotna grubość powłoki wynosiła 30 cm. Konstrukcję wzmacniającą grubości 25 cm wykonano na spękaną płytę. Obie kopuły są oparte na ścianie ukształtowanej w postaci pierścienia kołowego. Grubość ściany wynosi 80 cm. Zbrojenie po obu stronach ściany wykonano w postaci prostych prętów pionowych i pierścieniowych prętów poziomych. Lej osadowy ukształtowano w postaci odwróconego stożka o nachyleniu tworzącej pod kątem 45° . Grubość żelbetowej ściany stożka jest zmienna i wynosi $50 \div 80 \text{ cm}$. Przekrój i wymiary komory podano na rysunku 1.

3. Szczelność powłoki walcowej

Po opróżnieniu zbiornika przystąpiono do badań wewnętrznych betonowych powierzchni spękanych ścian, leja osadowego i kopuły przekrycia [2]. Wzdłuż ścian ustawiono rusztowanie przesuwne wysokości 12 m. Powierzchnię badanych ścian oczyszczono silnym strumieniem wody, co pozwoliło na dokładne zinventaryzowanie rys i spękań.

Stwierdzono pojawienie się spękań o układzie pionowym i ukośnym. Szerokość rozwarcia rys zwiększała się w środkowej strefie wysokości ściany. W sąsiedztwie kopuły i leja osadowego pionowe rysy zamykały się. Szerokość rozwarcia istniejących zarysowań określono na $0,1 \div 2,0$ mm. Spękania były zlokalizowane wzdłuż całego obwodu komory, w odstępach około kilku do kilkudziesięciu centymetrów (rys. 2).



Rys. 2. Zarysowania ściany komory: a) w rozwinięciu ściany wewnętrznej, b) maksymalne szerokości rozwarcia rys na wysokości ściany

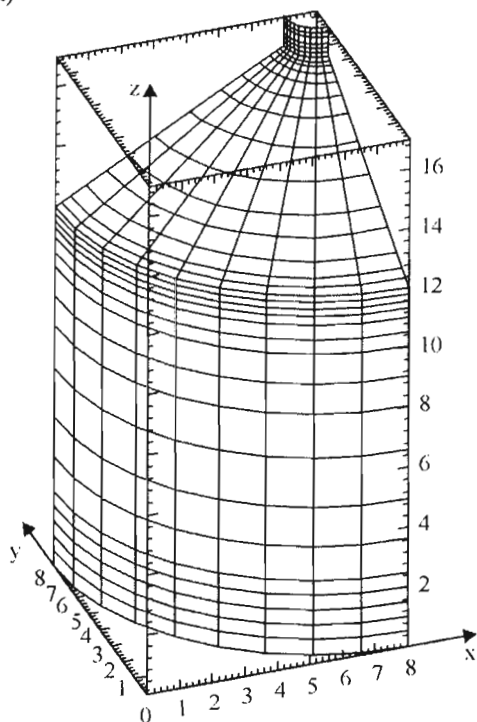
W wyniku analizy istniejących fragmentów dokumentacji projektowej stwierdzono, że zrealizowany układ i średnice zbrojenia w dolnej partii ścian zbiornika nie odpowiadają stanowi projektowemu. Nie stwierdzono uszkodzeń na powierzchni leja osadowego. W miejscu połączenia konstrukcji leja ze ścianą komory wystąpiła przerwa technologiczna w procesie betonowania konstrukcji. Na długości około 10 m w strefie połączenia stwierdzono poziomą szczelinę o rozwartości $1 \div 3$ mm. Na poziomie gzymsu górnego były widoczne poziome zarysowa-

nia o rozwarości $2 \div 8$ mm, powstałe w wyniku wybuchu gazu fermentacyjnego. Nieregularne spękania o rozwarości $2 \div 3$ mm występują na dolnej powierzchni kopuły. Wnętrze szczelin do górnego poziomu składowania ścieków było zawilgocone. Rozwojowi procesów korozji betonu i zbrojenia sprzyjało agresywne, siarczanowe środowisko ścieków oraz temperatura wynosząca około 30°C [3]. Wewnątrz zbiornika wytwarza się biogaz, składający się głównie z metanu, siarkowodoru i dwutlenku węgla.

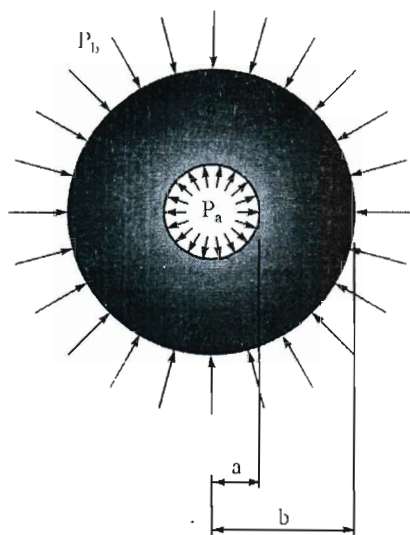
4. Rozkład naprężeń w ścianie walcowej

Zjawisko wyteżenia wewnętrznej powierzchni ściany komory oceniono na podstawie tzw. „modelu Lamego” [4]. Przekrój rurowy jest poddany równomiernemu ciśnieniu, które może działać od strony zewnętrznej i wewnętrznej w sposób pokazany na rysunku 3b.

a)



b)



Rys. 3. a) dyskretyzacja powierzchni zbiornika, b) model Lamego

Rozpatrzono warunki dotyczące naprężeń σ_r i σ_ϑ w płaskim stanie odkształcenia. Warunki brzegowe sformułowane w naprężeniach mają postać

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ przy } r = a, \quad \sigma_r(a) &= -P_a, \\ \blacksquare \text{ przy } r = b, \quad \sigma_r(b) &= -P_b. \end{aligned} \quad (1)$$

Po rozwiązaniu otrzymuje się:

$$\sigma_r = \frac{P_a a^2 - P_b b^2}{b^2 - a^2} - \frac{(P_a - P_b) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)}, \quad (2)$$

$$\sigma_\vartheta = \frac{P_a a^2 - P_b b^2}{b^2 - a^2} + \frac{(P_a - P_b) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)}. \quad (3)$$

Przy $P_b = 0$ wzory (2) i (3) przyjmują postać

$$\sigma_r = \frac{P_a a^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right), \quad (4)$$

$$\sigma_\vartheta = \frac{P_a a^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right). \quad (5)$$

Największa wartość naprężeń obwodowych rozciągających występuje na powierzchni wewnętrznej i wynosi

$$\sigma_{\vartheta(\max)_a} = P_a \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2}. \quad (6)$$

Naprężenia promieniowe są ściskające.

W przypadku analizowanej komory fermentacyjnej promień wewnętrzny $a = 8,0 \text{ m}$, grubość ściany $g = 0,8 \text{ m}$, a promień zewnętrzny jest równy $b = a + g = 8,8 \text{ m}$.

W obliczeniach uwzględniono ciśnienie hydrostatyczne ściekami o wysokości $14,5 \text{ m}$ oraz eksploatacyjne ciśnienie biogazu wewnątrz komory, wynoszące 30 kPa .

Naprężenia na poziomie $0,0$ wynoszą

$$\max \sigma_\vartheta = 0,22 \cdot \frac{800^2 + 880^2}{880^2 - 800^2} = 0,22 \cdot 10,52 = 2,31 \text{ MPa}. \quad (7)$$

Analogiczne naprężenia rozciągające na zewnętrznej powierzchni płaszcza części walcowej przy $r = b$ wynoszą

$$\sigma_{\vartheta} = 0,22 \cdot \frac{800^2}{880^2 - 800^2} (1 + 1) = 0,22 \cdot 9,52 = 2,10 \text{ MPa} . \quad (8)$$

Z porównania obliczonych wartości naprężeń wynika, że na wewnętrznej powierzchni powłoki występuje koncentracja naprężeń rozciągających σ_{ϑ} . Są one większe od naprężeń na powierzchni zewnętrznej o około 10%, a więc na grubości ściany rozkład naprężeń można uznać za wyrównany. Analogicznie obliczono naprężenia wewnętrzne na różnych poziomach. Otrzymane wartości wykorzystano do obliczenia nośności ściany walcowej, z uwzględnieniem rzeczywistych klas betonu i rzeczywistego przekroju zbrojenia.

Wartości naprężeń wyniosły:

- poziom +2,0 m

$$\sigma_{\vartheta}^w = 0,195 \cdot 10,52 = 2,05 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{\vartheta}^z = 0,195 \cdot 9,52 = 1,86 \text{ MPa} ,$$

- poziom +4,00 m

$$\sigma_{\vartheta}^w = 0,169 \cdot 10,52 = 1,78 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{\vartheta}^z = 0,169 \cdot 9,52 = 1,61 \text{ MPa} ,$$

- poziom +6,00 m

$$\sigma_{\vartheta}^w = 0,142 \cdot 10,52 = 1,49 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{\vartheta}^z = 0,142 \cdot 9,52 = 1,35 \text{ MPa} ,$$

- poziom +8,00 m

$$\sigma_{\vartheta}^w = 0,116 \cdot 10,52 = 1,22 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{\vartheta}^z = 0,116 \cdot 9,52 = 1,10 \text{ MPa} .$$

5. Ocena stanu bezpieczeństwa konstrukcji

Obliczenia nośności ściany wykonano uwzględniając rzeczywisty przekrój zbrojenia i rzeczywistą klasę betonu, określone na podstawie badań inwentaryzacyjnych. W dolnej strefie zbiornika warunki nośności granicznej okazały się spełnione, przy uwzględnieniu współpracy ściany z dnem.

Na wysokości ściany określonej rzędną +2,0 m stwierdzono po obu stronach ściany zbrojenie obwodowe z prętów ϕ 24 mm, ze stali gładkiej klasy A-0, usytuowanych w średnim rozstawie co 17 cm. Określona na podstawie badań niszczących wytrzymałość betonu odpowiadała klasie B20.

Nośność graniczną rozciąganych przekrojów pierścieniowych komory na określonych poziomach sprawdzono wykorzystując postanowienia normy [7], z warunku

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = f_{yd}(A_{s1} + A_{s2}), \quad (14)$$

w którym

$A_{s1} + A_{s2}$ – całkowity przekrój zbrojenia elementu,

N_{Sd} – siła podłużna od wartości obliczeniowej obciążeń,

N_{Rd} – nośność obliczeniowa z uwagi na siłę podłużną,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej; w przypadku stali klasy A-0, jest $f_{yd} = 190$ MPa.

Przekrój zbrojenia na poziomie +2,0 m wynosi

$$A_{s1} + A_{s2} = 53,18 \text{ cm}^2, \text{ a więc } N_{Sd} = 1,564 \text{ MN}. \quad (15)$$

Normowy warunek (14) stanu granicznego nośności

$$N_{Sd} = 1,564 \text{ MN} > N_{Rd} = 190 \cdot 53,18 \cdot 10^{-4} \text{ MN} = 1,01 \text{ MN} \quad (16)$$

nie jest więc spełniony.

Analogiczne warunki normowe odpowiednio na rzędnych +4,0 i +6,0 m, przy identycznym rozstawie zbrojenia, przyjmują postać

$$N_{Sd} = 1,356 \text{ MN} > N_{Rd} = 190 \cdot 53,18 \cdot 10^{-4} \text{ MN} = 1,01 \text{ MN} \quad (17)$$

$$N_{Sd} = 1,136 \text{ MN} > N_{Rd} = 190 \cdot 53,18 \cdot 10^{-4} \text{ MN} = 1,01 \text{ MN} \quad (18)$$

i również nie są spełnione.

Na wysokości ściany określonej rzędną +8,0 m normowy warunek nośności granicznej (14)

$$N_{Sd} = 0,928 \text{ MN} < N_{Rd} = 190 \cdot 53,18 \cdot 10^{-4} \text{ MN} = 1,01 \text{ MN} \quad (19)$$

jest spełniony, a przekrój można uznać za bezpieczny.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że ze względu na zbyt małe przekroje zbrojenia pierścieniowego w dolnej strefie komory walcowej konstrukcja zbiornika nie spełnia warunku stanu granicznego nośności.

6. Ocena stanu zarysowań ścian komory

Obliczeniową szerokość w_k rys prostopadłych do osi elementu wyznaczono na podstawie normy [7] wg wyrażenia

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (20)$$

w którym:

β – współczynnik wyrażający stosunek obliczeniowej szerokości rysy do szerokości średniej; przy $b = 800$ mm przyjęto $\beta = 1,7$,

s_{rm} – średni, końcowy rozstaw rys,

ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego.

Średni rozstaw s_{rm} (mm) rys w elementach rozciąganych wyznacza się ze wzoru

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}, \quad (21)$$

w którym

ϕ – średnica pręta w mm; $\phi = 24$ mm,

k_1 – współczynnik zależny od przyczepności prętów; $k_1 = 1,6$ w przypadku prętów gładkich,

k_2 – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń rozciągających; w przypadku rozkładu prostokątnego $k_2 = 1,0$,

ρ_r – efektywny stopień zbrojenia $A_s / A_{ct,eff}$, gdzie A_s jest polem przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola $A_{ct,eff}$ przekroju strefy rozciąganej.

Obliczono

$$A_s = 53,18 \text{ cm}^2, \quad (22)$$

$$A_{ct,eff} = 2 \cdot [2,5(8 + 1,2)] = 4,60 \text{ cm}^2, \quad (23)$$

$$\rho_r = \frac{53,18}{4,60} = 0,012 \quad (24)$$

oraz

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \frac{24}{0,012} = 850 \text{ mm}. \quad (25)$$

Wartość ε_{sm} średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego określa się ze wzoru

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \quad (26)$$

w którym:

- σ_s – naprężenie w zbrojeniu rozciągany, obliczone w przekroju przez rysę,
- σ_{sr} – naprężenie w zbrojeniu rozciągany, obliczone w przekroju przez rysę, w przypadku obciążenia powodującego zarysowanie,
- β_1 – współczynnik zależny od przyczepności prętów; w przypadku prętów gładkich $\beta_1 = 0,5$,
- β_2 – współczynnik zależny od czasu działania i powtarzalności obciążenia; przy obciążeniu długotrwałym $\beta_2 = 0,5$.

We wzorze (26) zamiast stosunku σ_{sr} / σ_s można przyjmować przy rozciąganiu N_{cr} / N_{sd} , a siłę rysującą N_{cr} wyznaczać ze wzoru

$$N_{cr} = f_{ctm} A_c, \quad (27)$$

w którym:

- f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie; w przypadku betonu klasy B20 $f_{ctm} = 1,9 \text{ MPa}$,
- A_c – pole przekroju betonowego, $A_c = 8000 \text{ cm}^2$.

Na poziomie +2,0 m obliczono:

$$N_{sd} = 1,564 \text{ MN} ,$$

$$\sigma_s = \frac{1,564}{53,18 \cdot 10^{-4}} = 294,1 \text{ MPa} , \quad (28)$$

$$N_{cr} = 1,9 \cdot 8000 \cdot 10^{-4} = 1,52 \text{ MN} .$$

Wstawiając obliczone wartości do wyrażenia (26) otrzymano

$$\varepsilon_{sm} = \frac{294,1}{200 \cdot 10^3} \left[1 - 0,5 \cdot 0,5 \left(\frac{1,520}{1,564} \right)^2 \right] = 0,0011 , \quad (29)$$

a następnie obliczono szerokość rozwarcia rys na poziomie +2,0 m

$$w_k = 1,7 \cdot 850 \cdot 0,011 = 1,59 \text{ mm} . \quad (30)$$

Obliczona w odniesieniu do rzeczywistych warunków przekroju zbrojenia maksymalna szerokość rozwarcia rys na poziomie +2,0 m, wynosząca $w_k = 1,59 \text{ mm}$ oraz rozstaw zarysowań, równy $s_{rm} = 850 \text{ mm}$ są zbliżone do wyników uzyskanych na podstawie pomiarów przedstawionych na rysunku 2.

Rzeczywiste spękania płaszcza komory na rzędnej powyżej +10,0 m zmniejszają się do szerokości $0,1 \div 0,2 \text{ mm}$ lub zamykają się.

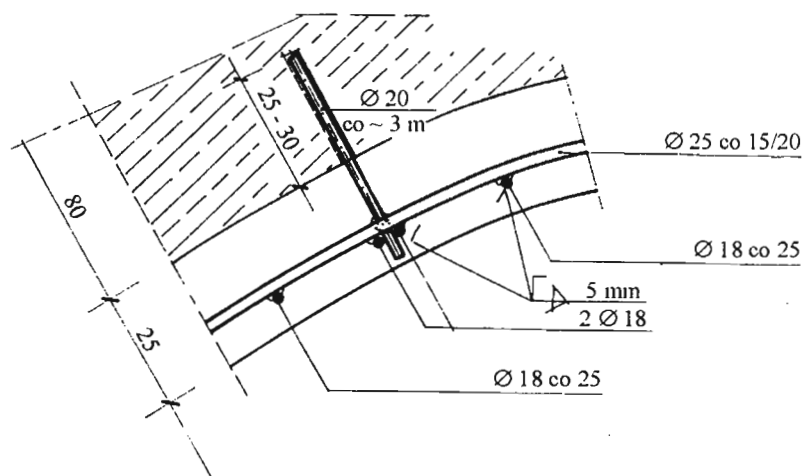
Wystąpienie zarysowań lub spękań ścian zbiornika, w świetle wymagań norm [6] oraz [7], jest niedopuszczalne, a wykonane obliczenia dokumentują fakt niespełniania przez konstrukcję płaszcza stanu granicznego zarysowania.

7. Koncepcja wzmocnienia i uszczelnienia wewnętrznej powierzchni komory

W celu przywrócenia wymaganych parametrów eksploatacyjnych uszkodzonym ścianom komory zaprojektowano wzmocnienie płaszcza zbiornika przenoszące obciążenia radialne. Ponieważ nośność ścian zbiornika do poziomu +6,0 m nie spełniała warunków normowych, przewidziano wykonanie wewnętrznej powłoki żelbetowej grubości 25 cm i wysokości 6,0 m, zakotwionej w konstrukcji leja osadowego. Zbrojenie pierścieniowe konstrukcji wzmacniającej zaprojekto-

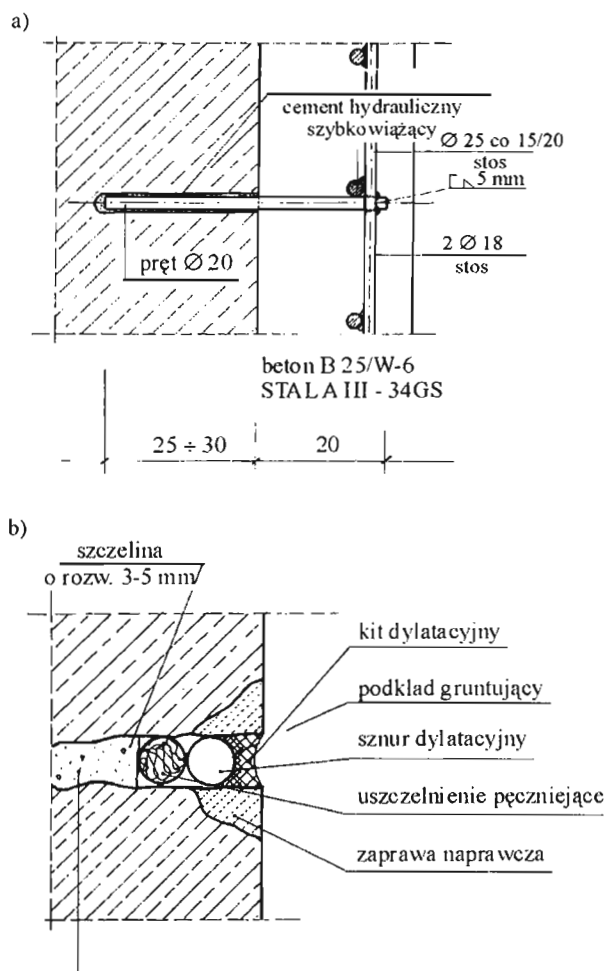
wano z prętów średnicy ϕ 25mm, usytuowanych co 15/20 cm. Uwzględniając przyjęty przekrój zbrojenia i klasę betonu sprawdzono warunek rysoodporności i szczelności. Przewidziano zastosowanie betonu klasy B25 o stopniu wodoszczelności W6. Rozstaw prętów pionowych przyjęto ze względów konstrukcyjnych. Założono, że siatki zbrojenia będą ustabilizowane prętami kotwionymi w ścianach komory. Pręty zbrojeniowe powinny być łączone przez spawanie, (rys. 4).

Powyżej poziomu +6,0 m nieszczelności płaszcza zbiornika oraz spękanej powierzchni kopuły przekrycia, które mają wpływ na korozję zbrojenia w bezpośrednim kontakcie ze ściekami, zalecono wyeliminować przez wykonanie robót naprawczych techniką iniekcijną.



Rys. 4. Konstrukcja powłoki wzmacniającej ścianę komory fermentacyjnej

Uszczelnienie spękań i zarysowań (rys. 5), zapewni zahamowanie procesów korozyjnych.



Rys. 5. Szczegóły wzmocnienia: a) osadzenie prętów kotwiących, b) schemat naprawy spękań o rozwartości 3 ÷ 5 mm

8. Podsumowanie

Konstrukcje inżynierskie eksploatowane w środowisku agresywnym należą do obiektów szczególnie narażonych na niebezpieczeństwo wystąpienia awarii czy katastrofy. W przypadku stwierdzenia wad elementy konstrukcji obiektu należy poddać ocenie z uwzględnieniem aktualnego schematu statycznego i rzeczy-

wistych rozwiązań konstrukcyjnych oraz niejednokrotnie zmiennych technologicznych parametrów eksploatacyjnych.

Konsekwencją awarii elementu konstrukcji obiektu może być kolejna katastrofa, pozornie nie wynikająca z zaistniałych uprzednio uszkodzeń.

Literatura

- [1] **Kubicki J.:** *Szerokość rys prostopadłych do osi elementów żelbetowych według projektu PrPN-B-03264.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4/1997.
- [2] **Kalisz H.:** *O rozwiązaniach materiałowo-konstrukcyjnych obiektów oczyszczalni ścieków.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 10/1999.
- [3] **Borkowski M., Pietrzak K., Włodarczyk W.:** *Zachowanie się stali trudno rdzewiejącej w środowisku atmosferycznym oczyszczalni ścieków.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4/1997.
- [4] **Kalisz H., Pyrak S.:** *Reaktory biologiczne w procesie oczyszczania ścieków.* „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4/1997.
- [5] **Moy S. S. J.:** *Plastic Methods for Steel and Concrete Structures.* MACMILLAN PRESS LTD, London, 1996.
- [6] **PN-84/B-03264** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [7] **PN-B-03264:2002** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*

THE ANALYSIS OF LEAK TIGHTNESS OF THE THICK CYLINDRICAL SHELL

Summary: The paper presents the analysis of influence of scratching in the biological treatment plant walls on the operational security of the construction. The biological reactor, with 16 m diameter and capacity of 3150 m³ was shaped as three elements construction, such as sedimentary funnel, torroidal chamber walls and cover dome. All the elements were made from poured reinforced concrete. It was proved that in the lower part of walls limit states conditions were not satisfied. The failures of the construction were caused by differences between design and realizational quantities of concrete reinforcement. Presentation of solution of structural reinforcement recapitulated the work.

Key words: RC cylindrical shell, limiting capacity, scratching state.

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

Małgorzata Lelusz

**IDENTYFIKACJA ZJAWISK
ZACHODZĄCYCH W STRUKTURZE POROWATOŚCI
BETONÓW CEMENTOWYCH
W PROCESIE ICH CYKLICZNEGO ZAMRAŻANIA
I ROZMRAŻANIA**

Streszczenie: W artykule przedstawione są wyniki badań własnych mikrostruktury betonu poddawanego cyklowi zamrażania i rozmrażania. Do badań zastosowano analizę mikroskopową odpowiednio przygotowanych fragmentów próbek betonu, metodę kapilarnego podciągania wody w ciśnieniu atmosferycznym oraz analizę termiczną zaczynów wyseparowanych z betonu.

Słowa kluczowe: beton, struktura betonu, mrozoodporność betonu

1. Wstęp

W budownictwie beton stosuje się powszechnie. Trwałością obiektów betonowych zajmują się badacze na całym świecie. Skala strat i znaczne koszty napraw wskazują na pilną potrzebę rozwiązania tego problemu. Rozpoznanie zjawisk zachodzących w strukturze betonów pod wpływem ich cyklicznego zamrażania i rozmrażania może ułatwić zrozumienie mechanizmów niszczenia betonu. Od kilku lat w Politechnice Białostockiej prowadzone są badania z tego zakresu [1, 3, 4]. W pracy badawczej skupiono się na rozpoznaniu i analizie zjawisk zachodzących w strukturze porowatości betonu cementowego pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania.

2. Badania własne

W celu identyfikacji zmian zachodzących w strukturze porowatości betonów cementowych podczas ich cyklicznego zamrażania i rozmrażania przeprowadzono

porównawcze badania nad strukturą betonu poddawanego zróżnicowanej liczbie cykli zamrażania i rozmrażania (0, 25, 75, 100 cykli). Do badań struktury betonu wykorzystano analizę mikroskopową przy zastosowaniu skaningowego mikroskopu elektronowego wybranych i odpowiednio przygotowanych fragmentów próbek betonu, badania zmian parametrów porowatości kapilarnej metodą kapilarnego podciągania wody w ciśnieniu atmosferycznym oraz analizę termiczną (DTG, DTA i TG).

2.1. Charakterystyka materiałów użytych do badań

Do badań wykorzystano jako kruszywo drobne piasek rzeczny płukany oraz kruszywo grube naturalne frakcji 2÷4 i 4÷8. Stos okruszowy ustalono na podstawie zalecanych krzywych uziarnienia [5] (piasek – 39,2% oraz żwir o frakcjach: 2÷4 – 25,3% i 4÷8 – 35,5%).

Do badań stosowano cement portlandzki bez dodatków (CEM I 32,5). Skład mineralny cementu oraz wyniki badań normowych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Skład mineralny oraz wyniki normowych badań własnych cementu

1. Skład mineralny cementu:	
C ₃ S	58,09%
C ₂ S	21,02%
C ₃ A	12,16%
C ₄ AF	6,20%
pozostałe minerały	2,53%
2. Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie zaprawy normowej po 28 dniach (wg PN-EN 196-1)	45 MPa
3. Oznaczenie normalnej konsystencji (wg PN-EN 196-1)	152 ml
4. Oznaczenie czasu wiązania (wg PN-EN 196-3)	
▪ początek wiązania	180 minut
▪ koniec wiązania	280 minut

Badania laboratoryjne przeprowadzono na betonach o wskaźniku wodno-cementowym $W/C = 0,65$ o składzie: cement – 300 kg/m³, woda – 195 dm³/m³, piasek – 717 kg/m³, kruszywo naturalne frakcji 2-4 mm – 463 kg/m³, kruszywo naturalne frakcji 4-8 mm – 650 kg/m³. Próbkę rozformowano po 24 godzinach od momentu ich wykonania, a następnie przechowywano w wodzie przez 27 dni.

2.2. Badania mikroskopowe

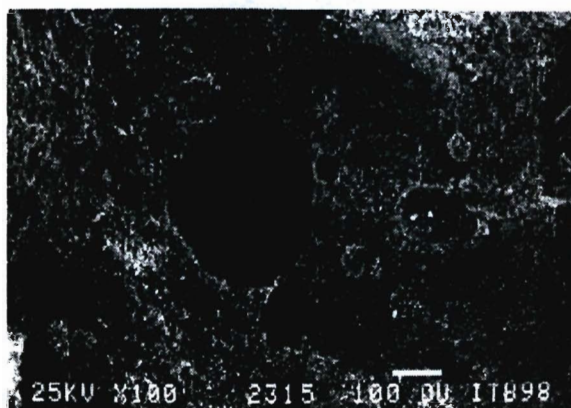
Obserwacje w SEM prowadzono pod kątem porównania morfologii wnętrza porów oraz elementów struktury występujących w zaczynie cementowym badanych próbek betonu. Ocenie poddano fragmenty próbek w postaci przełomu o powierzchni około 300 mm², pobrane z powierzchniowych fragmentów betonu. Badania prowadzono przy powiększeniach w zakresie od 20 do 4000×.

W badanych fragmentach betonu pory powietrzne występowały przeważnie w skupiskach po kilka sztuk. Miały one przekrój zbliżony do koła i zróżnicowane wymiary od 50 do 100 μm. We wszystkich próbkach dominowały pory o średnicach około 100 μm. Toteż te pory poddano szczegółowym obserwacjom w SEM i wykonano ich dokumentację fotograficzną. Obserwacje miały charakter jakościowy.

Badaniom poddano cztery serie próbek betonu o wskaźniku $W/C=0,65$. Wszystkie próbki dojrzewały przez 28 dni w wodzie, a następnie zostały poddane następującym działaniom.

Próbki niepoddawane cyklowi zamrażania i rozmrażania

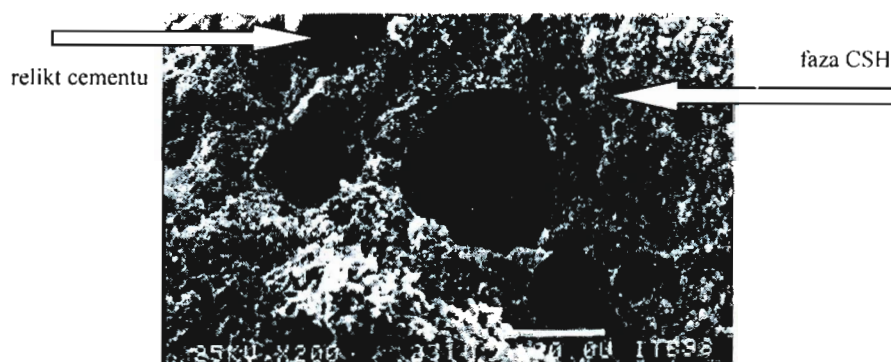
W mikrostrukturze zaczynu widoczne są bardzo drobne uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H i relikty nieuwodnionego cementu. Pory powietrzne występują w skupiskach po kilka sztuk. Mają one zróżnicowane wymiary. Niektóre z nich są spękanе w środku i w małym stopniu wypełnione produktami hydratacji. Charakterystyczne obrazy struktury próbek przedstawiono na rysunku 1.



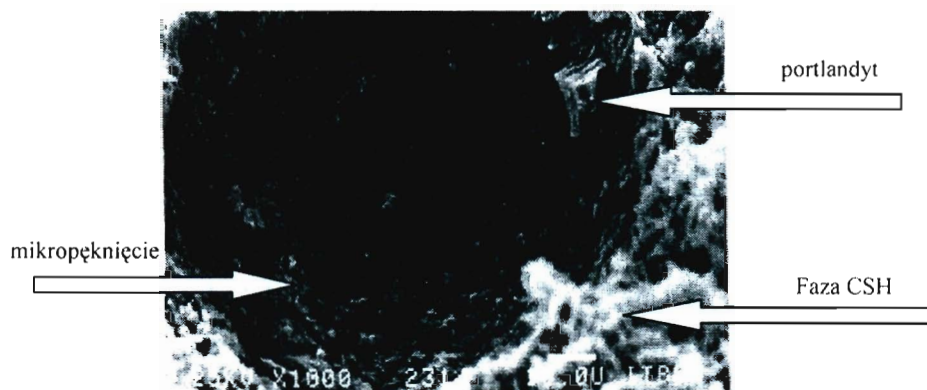
Rys. 1. Przełom betonu o $W/C = 0,65$; 0 cykli zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 100×

Próbki poddawane 25 cyklom zamrażania i rozmrażania

W strukturze zaczynu widoczne są uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H i relikty nieuwodnionego cementu. Pory powietrzne w tej próbce występują w małej ilości, są stosunkowo płytkie i wypełnione nowo powstałymi produktami hydratacji cementu. Każdy z przebadanych porów ujawnił w swych ściankach mikropęknięcia. Charakterystyczne obrazy próbki zobrazowano na rysunku 2 i rysunku 3.



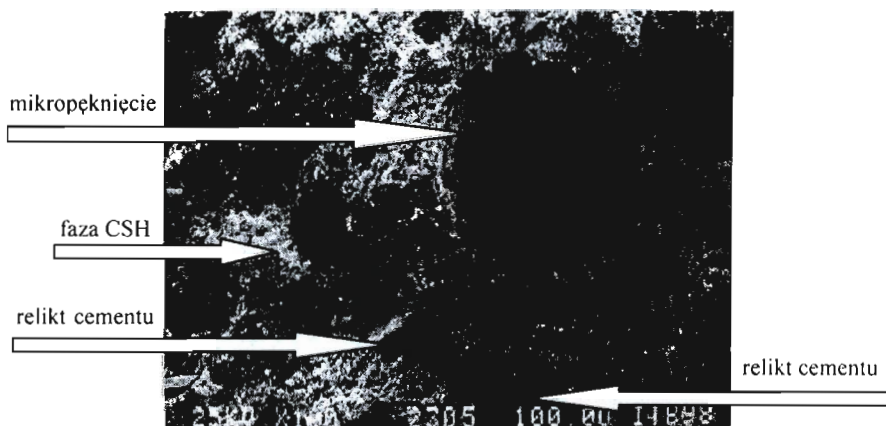
Rys. 2. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 25 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 200×



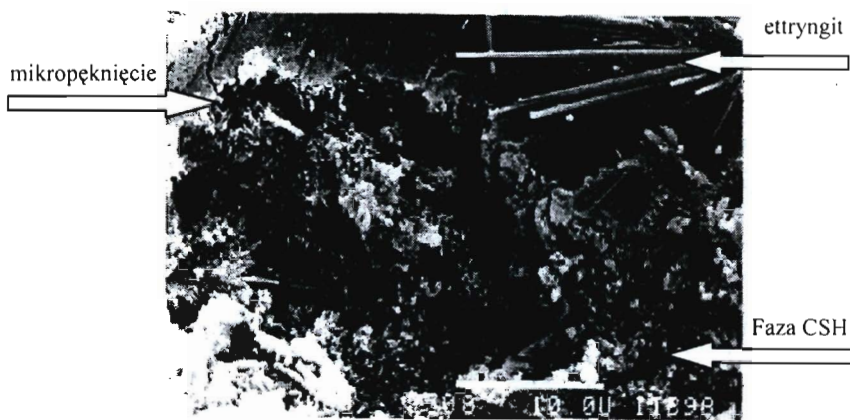
Rys. 3. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 25 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 1000x

Próbki poddawane 75 cyklom zamrażania i rozmrażania

W strukturze zaczynu widoczne są bardzo drobne, uwodnione krzemiany wapnia typu C-S-H, słupkowe kryształy ettringitu i relikty niewodnionego klinieru. Podobnie jak w poprzednich próbkach pory powietrzne występowały w skupiskach po kilka sztuk. Pory są wypełnione produktami hydratacji cementu, głębsze pory są mniej wypełnione produktami hydratacji. Charakterystyczne obrazy próbek betonu zobrażowano na rysunku 4 i rysunku 5.



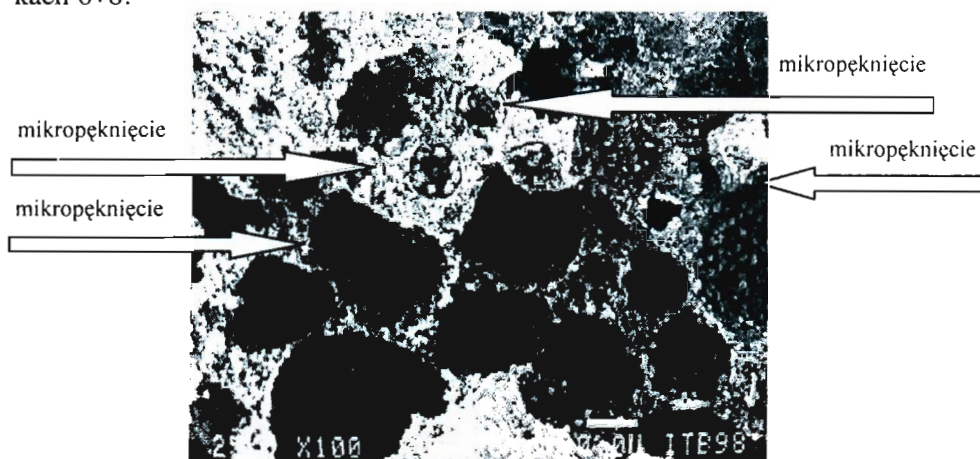
Rys. 4. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 75 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 100×



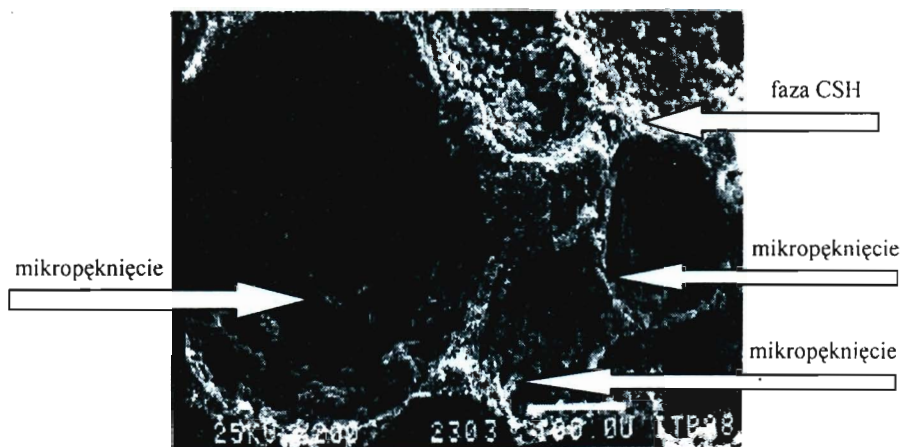
Rys. 5. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 75 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 3000×

Próbki poddawane 100 cyklom zamrażania i rozmrażania

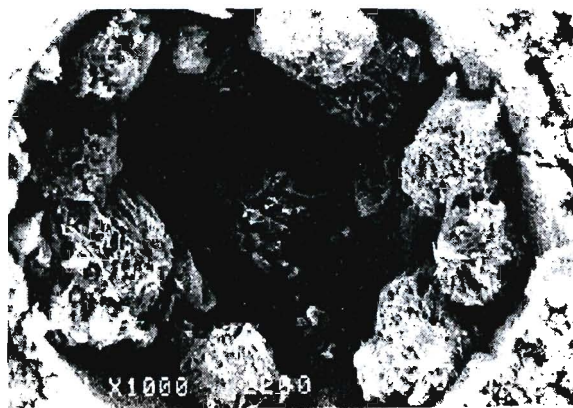
W strukturze zaczynu widoczne są bardzo drobne, uwodnione krzemiany typu C-S-H, słupkowe kryształy ettringitu oraz niewodnione ziarna klinkieru. W tej próbce zaobserwowano występowanie największej liczby porów powietrznych spośród wszystkich badanych próbek. Pory te są w różnym stopniu wypełnione produktami hydratacji, większe pory – w mniejszym stopniu, mniejsze natomiast – w całości. Charakterystyczne obrazy próbki zobrazowano na rysunkach 6÷8.



Rys. 6. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 100×



Rys. 7. Przelom betonu o W/C = 0,65 po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie 200×



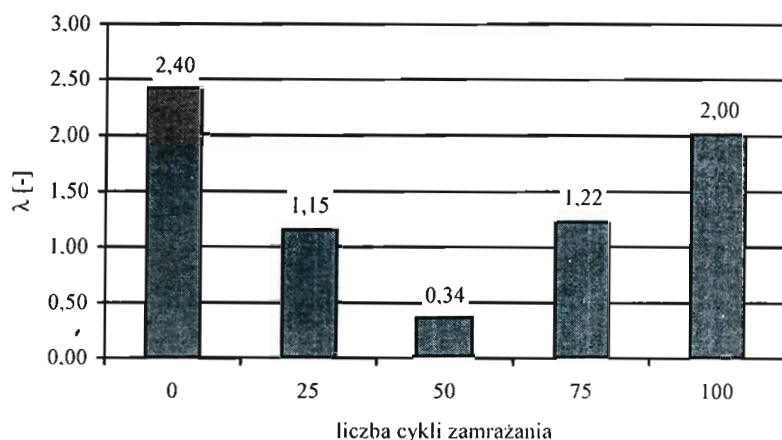
Rys. 8. Przelom betonu o $W/C = 0,65$ po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania; SEM: powiększenie $1000\times$

2.3. Badania nad zmianami parametrów porowatości metodą kinetyki kapilarnego podciągania wody w ciśnieniu atmosferycznym

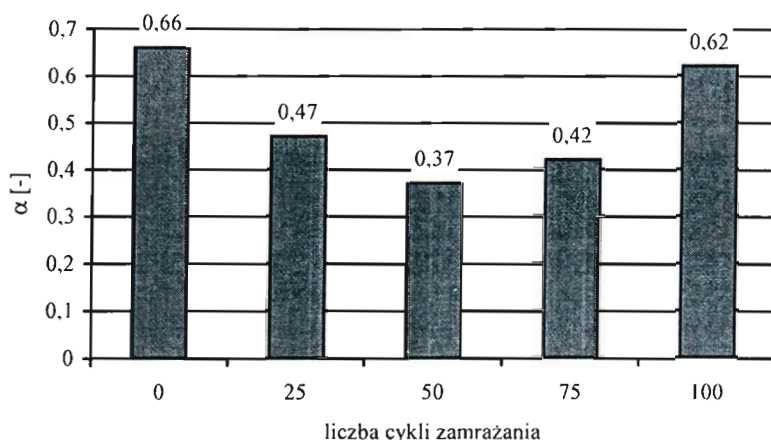
Badanie struktury porowatości próbek betonowych na podstawie kinetyki ich nasiąkliwości po 0, 25, 50, 75, 100 cyklach zamrażania i rozmrażania wykonano zgodnie z normą [2].

Metoda określania porowatości materiałów według kinetyki ich nasiąkliwości opiera się na zjawisku zachowania cieczy (wody) w kapilarach. Pozwala ona określić zarówno porowatość całkowitą jak i różnicową (wskaźnik średniego wymiaru porów kapilarnych – λ , wskaźnik jednorodności porów kapilarnych – α) porowatość materiału.

Pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania zachodzą zmiany parametrów struktury porowatości betonu. Zbadano zmiany wskaźników średniego wymiaru i jednorodności porów kapilarnych po 0, 25, 50, 75 i 100 cyklach zamrażania i rozmrażania betonu o $W/C = 0,65$. Wyniki przedstawiono na rysunkach 9÷10.



Rys. 9. Wyniki badań własnych wskaźnika średniego wymiaru porów kapilarnych (λ) betonu o W/C = 0,65



Rys. 10. Wyniki badań własnych wskaźnika jednorodności porów kapilarnych (α) betonu o W/C = 0,65

Na rysunkach 9 i 10 przedstawiono przebieg zmian wskaźników struktury porowatości kapilarnej pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania. Wskaźniki powyższe zmniejszają się pod wpływem wstępnych cykli zamrażania i rozmrażania. Dalsze poddawanie próbek działaniu obniżonej temperatury powoduje wzrost tych wskaźników. Po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania pa-

rametry porowatości kapilarnej (α , λ) betonu o $W/C = 0,65$ powróciły do wartości sprzed zamrażania.

2.4. Analiza termiczna zaczynu cementowego

Wyniki badań zawartości wybranych składników zaczynu wyseparowanego z próbek betonu oznaczone na podstawie analizy termicznej (DTG, DTA i TG) zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2.

Zawartość wody związanej w produktach uwodnienia cementu i wodorotlenku wapnia w zaczynach poddanych cyklom mrozoodporności

Lp.	Rodzaj próbki	Zawartość wybranych składników, % masy				
		Woda związana w zakresie temperatur 20+540°C			Wodorotlenek wapnia	Ubytek masy 20+1000°C
		20+480°C	480+540°C	Σ		
1	0 cykli	9,7	1,6	11,3	6,6	30,4
2	25 cykli	9,3	1,6	10,9	6,6	29,7
3	75 cykli	9,2	2,3	11,5	9,5	29,3
4	100 cykli	11,0	2,0	13,0	8,2	29,2

Na podstawie przeprowadzonego badania próbek betonu, poddanych różnej liczbie cykli mrozoodporności, można stwierdzić, że różnią się one między sobą ilościowym składem fazowym i strukturą. W porównaniu z próbką niepoddaną badaniu mrozoodporności, w próbce po 100 cyklach wzrasta wyraźnie zawartość wody związanej w produktach hydratacji cementu, czemu towarzyszy obecność dużej liczby dobrze wykrystalizowanych kryształów ettringitu. Wzrasta również zawartość wodorotlenku wapnia w betonie po 75 i 100 cyklach zamrażania w porównaniu z próbkami po 0 i 25 cyklach. Powyższe wnioski potwierdzają hipotezę o wtórnej hydratacji cementu pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania betonu.

Powyższe badania (badania strukturalne w mikroskopie skaningowym i badania zmian parametrów porowatości kapilarnej oraz wyniki badań analizy termicznej) umożliwiają opis przebiegu zjawisk zachodzących w betonie pod wpływem cyklicznego zamrażania i rozmrażania.

3. Podsumowanie

Cykle zamrażania i rozmrażania powodują powstawanie mikropęknięć w zaczynie, które umożliwiają dostęp wody do reliktywów nieuwodnionego cementu. W dalszym etapie następuje wtórna hydratacja cementu, a pory wypełniają się jej produktami (przede wszystkim etryngitem i wodorotlenkiem wapnia), jednocześnie pojawiają się kolejne mikrorysy i zjawisko „zarastania” powtarza się. Cykle zamrażania i rozmrażania powodują ciągle zmiany w strukturze porowatości, w pewnym momencie zmiany te są nieodwracalne i tak duże, że następuje zniszczenie betonu. Cykle zamrażania i rozmrażania początkowo mogą powodować wzrost wytrzymałości betonu do momentu powstania nieodwracalnych zmian w strukturze betonu. Związane jest to z uszczelnianiem struktury betonu w wyniku wtórnej hydratacji nieuwodnionego cementu. Dla opisywanego w powyższym artykule betonu o $W/C = 0,65$ wzrost wytrzymałości po 100 cyklach wyniósł 14,4%, natomiast po 200 cyklach nastąpił spadek wytrzymałości o 1,4% [4].

Biorąc pod uwagę znaczenie zmian struktury porowatości betonów cementowych pod wpływem ich cyklicznego zamrażania i rozmrażania można podjąć próbę opracowania metody prognozowania mrozoodporności betonu na podstawie wstępnych cykli zamrażania. Przeprowadzone w Politechnice Białostockiej badania laboratoryjne [4] pozwoliły ustalić, że najbardziej miarodajnym parametrem jest wskaźnik średniego wymiaru porów kapilarnych.

Literatura

1. **Bołtryk M., Lelusz M.:** *Korelacja pomiędzy zmianą struktury porowatości po wstępnych cyklach zamrażania i rozmrażania betonu a jego mrozoodpornością*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2001. Budownictwo Z. 21, s. 21-35.
2. GOST 12730.0-78÷GOST 12730.4-78, GOST 12730.5-84 *Betony*.
3. **Lelusz M.:** *Analiza metod określania mrozoodporności betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo Z. 22, s. 141-155.
4. **Lelusz M.:** *Studium struktury porowatości betonów cementowych w aspekcie ich mrozoodporności*. Rozprawa doktorska. Politechnika Białostocka, Białystok 2001.
5. PN-88/B-06250 *Beton zwykły*.

**IDENTIFICATION OF PHENOMENA OCCURRING IN POROUS STRUCTURE
OF CEMENT CONCRETE SUBJECTED TO CYCLIC FREEZING AND THAWING**

Summary: Experimental results of concrete microstructure after cycles of freezing and thawing are presented in this paper. The following methods were applied in determining the microstructure: scanning electron microscope (SEM) analysis, capillary pulling up water under atmospheric pressure and thermal analysis of cement hardened paste separated from concrete.

Key words: concrete, concrete structure, concrete freeze resistance

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/2002.

Ireneusz Ligocki

BADANIE RAM PRZECHYŁOWYCH W ASPEKCIE ZASTOSOWANYCH ROZWIĄZAŃ TECHNICZNYCH, STANOWISKA I ELEMENTÓW PRÓBNYCH

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono informacje dotyczące prowadzonych w Politechnice Białostockiej badań eksperymentalnych 25 dwutraktowych, jednokondygnacyjnych stalowych ram przechyłowych. Celem badań jest wyjaśnienie wpływu podatnego połączenia słupa z fundamentem na długość wyboczeniową słupa i statykę ramy. Scharakteryzowano elementy próbne, skupiając uwagę na zastosowanych rozwiązaniach technicznych, umożliwiających poprawne przygotowanie i przeprowadzenie prób.

Słowa kluczowe: rama stalowa, przechył, techniki badań

1. Wstęp

Ze względu na skalę trudności eksperymentu i potrzebę stworzenia obszernej bazy laboratoryjnej wykonano dotychczas niewiele badań ram przechyłowych. Wybrane z nich przedstawiono w pracy [1]. Kilkuletnie przygotowania oraz finansowanie tematu przez Komitet Badań Naukowych umożliwiły rozpoczęcie takiego przedsięwzięcia w Politechnice Białostockiej. Poddawane badaniom elementy są konstrukcjami wrażliwymi na sztywność występujących w nich połączeń słupowo-ryglowych i słupowo-fundamentowych, co wymaga bardzo starannego przygotowania tych węzłów. W prowadzonych badaniach dotyczy to szczególnie stalowych podstaw słupów i podlewek w połączeniu z betonową podporą. Podczas obciążania, w zależności od podatności wymienionych złączy, testowane ramy ulegają znacznym wychyleniom w płaszczyźnie. W związku z powyższym pojawiło się szereg zagadnień technicznych wymagających rozwiązania. Najtrudniejszym było opracowanie systemu realizacji obciążenia, umożliwiającego zachowanie grawitacyjnego charakteru przykładanych sił pionowych w trakcie narastającego bocznego przechyłu. Niespełnienie tego warunku powoduje powsta-

wanie poziomych składowych krępujących swobodę przemieszczania się konstrukcji. Stosowane do tej pory sposoby rozwiązania tego problemu opisano w pracach [1, 2]. Eliminowanie pozostałych więzów i oporów, dla zapewnienia przekrojom ramy swobodnego przesuwu wymagało odpowiedniego zaprojektowania elementów systemu wsporczego, w tym mechanizmów zabezpieczających słupy przed wyboczeniem z płaszczyzny przesuwu, a rygle przed zwichrzeniem. Do istotniejszych zagadnień należało również opracowanie oprzyrządowania pozwalającego określić faktyczne wartości poziomych i pionowych przemieszczeń przekrojów oraz zaproponować metody i materiał umożliwiający poprawne wykonanie podlewki między fundamentem a stalową stopą podstawy.

Jednym z założeń przyjętych przy realizacji zadania była pełna automatyzacja zarówno procesu obciążania konstrukcji, jak też pomiaru i rejestracji wyników. Stało się to możliwe dzięki zbudowaniu uniwersalnego, komputerowo sterowanego systemu siłowego „HYSDOZOK” [3] oraz (na jego bazie) automatycznego systemu przesuwu siłowników [2]. Ze względu na dużą liczbę analizowanych połączeń i przekrojów zmodernizowano również posiadany układ pomiaru przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000”, rozszerzając jego zakres do 80 kanałów.

Projektując systemy, mechanizmy i elementy wyposażenia stanowiska, starano się, poza dążeniem do zadośćuczynienia wymaganiom technicznym stawianym przez tego typu eksperyment, uwzględnić warunki bezpieczeństwa, zarówno ze względu na zastosowane urządzenia (siłowniki i przetworniki indukcyjne), jak również ze względu na montaż i demontaż konstrukcji.

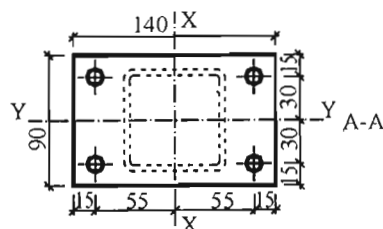
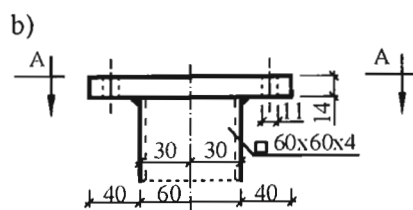
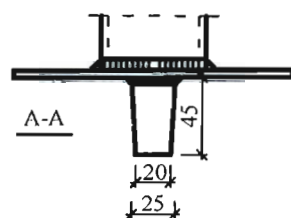
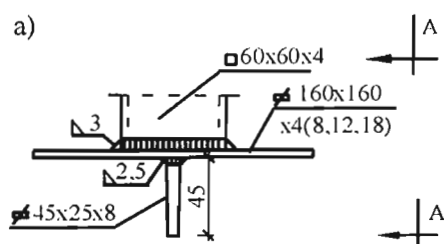
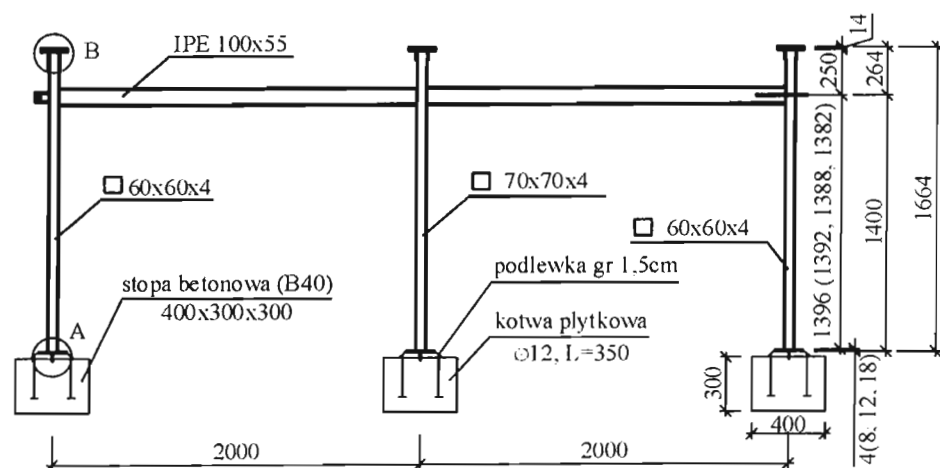
Przedstawione zagadnienia wraz z pozostałymi oraz sposoby ich rozwiązania opisano obszernie w dalszej części opracowania.

2. Modele, stanowisko badawcze i rozwiązania techniczne

Badania prowadzone są na 25 jednokondygnacyjnych dwutraktowych ramach wykonanych w skali 1:2,5 (rys. 1). Słupy wykonano z rur kwadratowych $60 \times 60 \times 4$ ($70 \times 70 \times 4$), rygle zaś z dwuteowników IPE 100. Zastosowano stal S355. Geometria połączeń słupowo-ryglowych, podobnie jak stosunki sztywnościowe rygla i słupów, pozostają niezmiennie. Zmienia się natomiast charakterystyka połączenia słupa z fundamentem. Zastosowanie w nim 4 różnych grubości blach podstawy i 4 układów kotwienia do fundamentu 2 lub 4 śrubami płytkowymi (rys.1, 2a) pozwala na płynne kształtowanie podatności złącza. Przestrzeń między stopą a fundamentem wypełniona jest podlwką grubości 1,5 cm z szybko twardniejącej zaprawy Ceresit CX15 osiągającej po 24 h wytrzymałość na ściskanie > 40 MPa (60 MPa po 6 dobach). W celu uniknięcia ewentualnego przekaza-

nia siły poprzecznej na trzpienie śrub, w przypadku zerwania połączenia pomiędzy podlegką a podstawą słupa, do blachy podstawy (w układach IV i IV' - rys. 2) przyspawano ostrogi z płaskownika (rys. 1a). Zarówno podstawy jak ostrogi wykonano ze stali Fe360. Poza 16 elementową serią ram z okrągłymi powiększonymi otworami na śruby w podstawach słupów (rys. 2a), wykonano 9 elementową serię z wycięciami (rys. 2b) w celu eksperymentalnego wyjaśnienia wpływu tego efektu na zachowanie się złącza i całej konstrukcji w interesującym z inżynierskiego punktu widzenia zakresie. Takie wycięcia ułatwiają montaż słupa na fundamencie. Górne końce trzonów zasklepiono blachami czołowymi z otworami na śruby (rys. 1 b) do mocowania trawers przekazujących obciążenia.

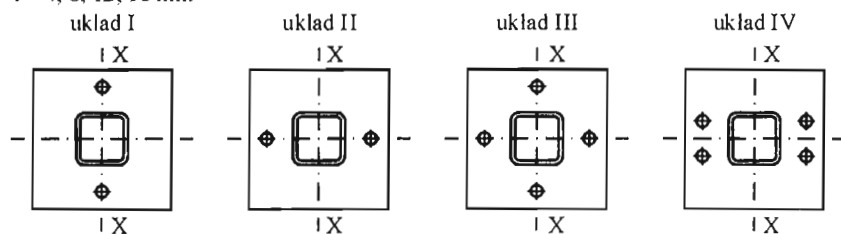
Badania prowadzone są na zbudowanym w tym celu stanowisku (rys.3, 4), którego elementy zamocowano do konstrukcji oporowej, jaką jest stalowa przestrzenna rama z wysuniętą na zewnątrz wspornikową belką „1”. Fundamenty „2”, za pomocą specjalnych urządzeń kotwiących (rys. 5) mocowane są do jej górnego pasa. Urządzenia te zabezpieczają betonowe podpory przed przesuwem i obrotem. Zastosowanie regulacyjnych śrub dociskowych umożliwia swobodne ustawienie podpór, dostosowujące je do ewentualnych ponadnormatywnych imperfekcji stalowej konstrukcji. Po ustawieniu ramy „3” na fundamentach, do jej blach głowicowych podczepiane są przegubowe trawersy „4”, podwieszone za pomocą śrub rzymskich i mechanizmu rolkowego do poziomej belki wsporczej (rys. 3, 4, 6). Urządzenie to pozwala na podnoszenie i opuszczanie ramy w celu swobodnego osadzenia jej na śrubach fundamentowych i podlegwce. Podczas podnoszenia i opuszczania elementy trawersy są zespolone śrubami. W chwili osiadania stalowej płyty podstawy na podkładkach – podlegwka, którą wcześniej wypełniono ramki zamocowane na powierzchni fundamentów (rys. 5), jest z nich mechanicznie wyciskana i wypełnia szczelnie przestrzeń między stopą i betonową podporą. Po zakończeniu montażu ramy, śruby rzymskie odczepiane są od trawers, a śruby zespalające głowicę trawersy z jej podstawą zostają usunięte. Poprzecznie konstrukcja podtrzymywana jest przez układ wsporczy „5” (rys. 3, 4), zapewniający pionowość płaszczyźnie, w jakiej rama jest mocowana i przechyłana. Do trzonów słupów na trzech poziomach przytwierdzone są obejmki z łożyskami wahliwymi (rys. 7, 8), umożliwiającymi swobodne przemieszczanie się przekrojów słupów pomiędzy pionowymi płaszczyznami prowadnic. Rygle zabezpieczono przed zwichrzeniem stosując w dwu przekrojach każdego z nich (rys. 3, 9) obustronne blokady rolkowe (mocowane w specjalnych uchwytach) zapewniające nieskrępowany przesuw poziomy belki. Dodatkowo, w celu zmniejszenia oporów w związku z przemieszczaniem się rygla również w pionie – krańce półek przekrojów w obrębie rolek przesmarowano beztarciowym smarem.



Rys. 1. Element próbny

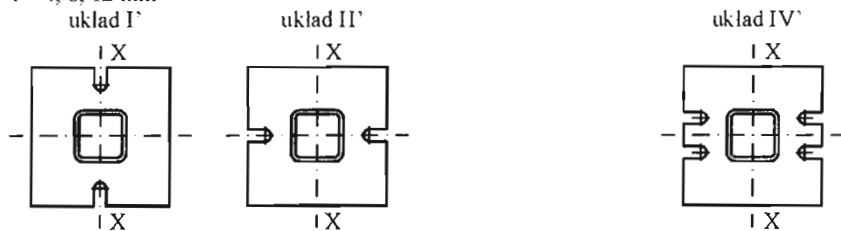
a)

$t = 4, 8, 12, 18 \text{ mm}$

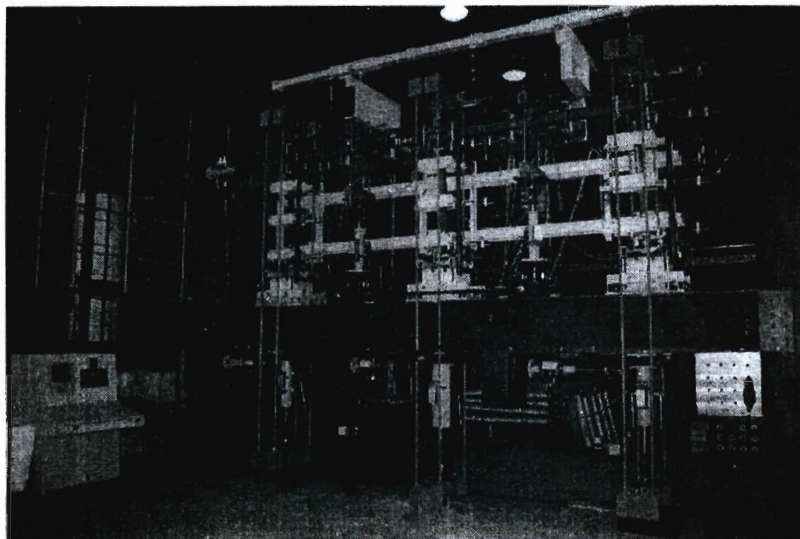


b)

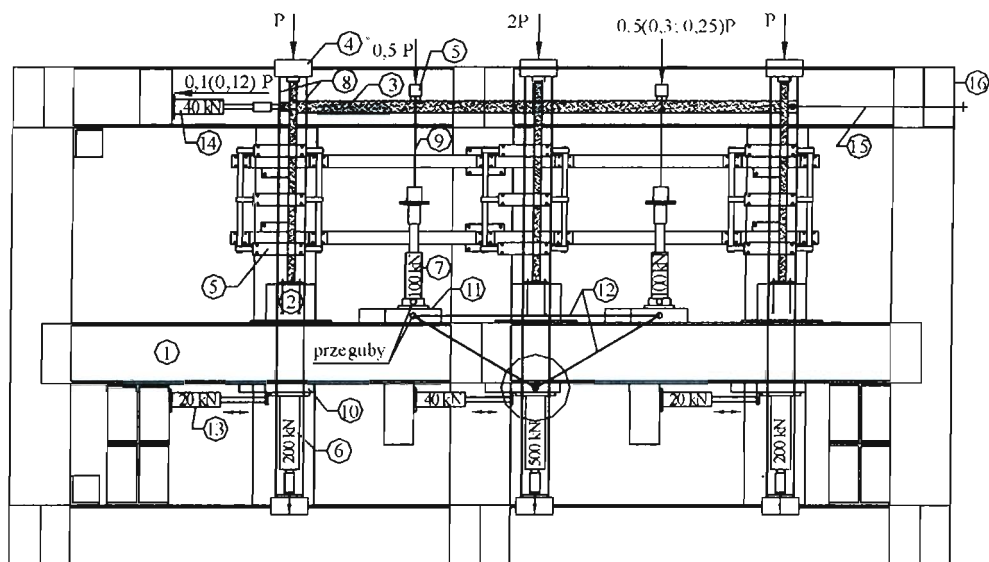
$t = 4, 8, 12 \text{ mm}$



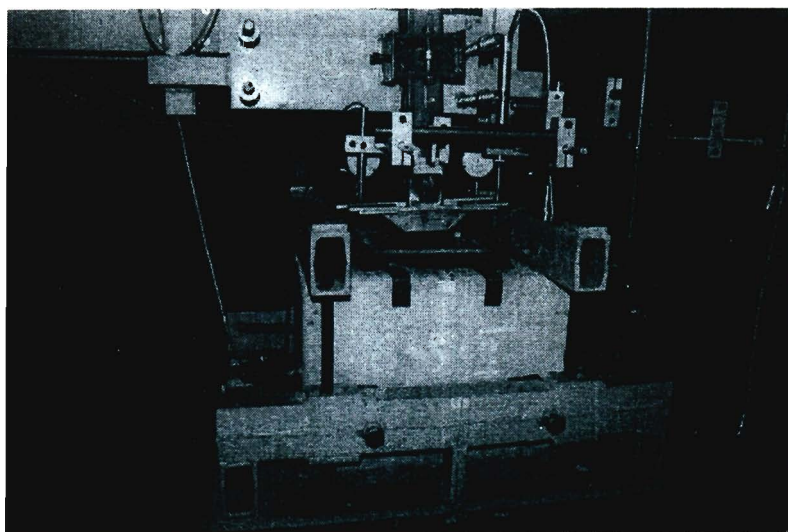
Rys. 2a,b. Blachy podstawy



Rys. 3. Stanowisko badawcze

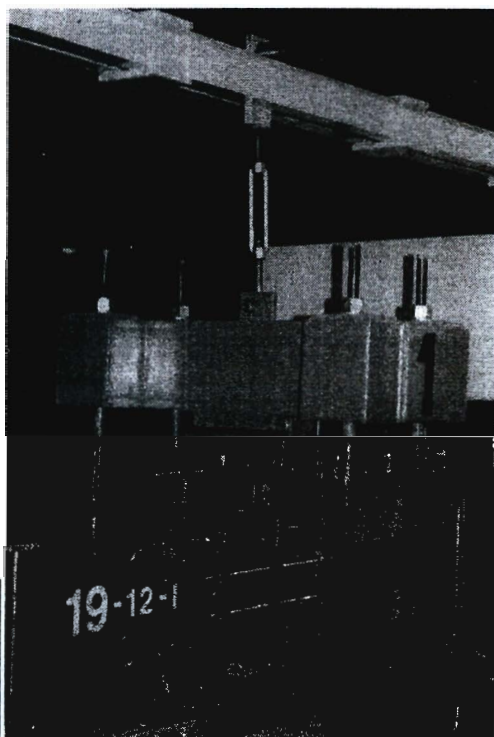
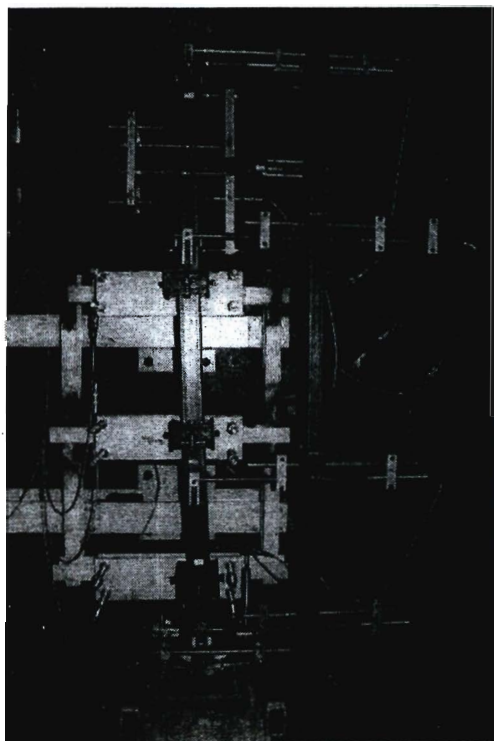


Rys. 4. Idea realizacji obciążenia

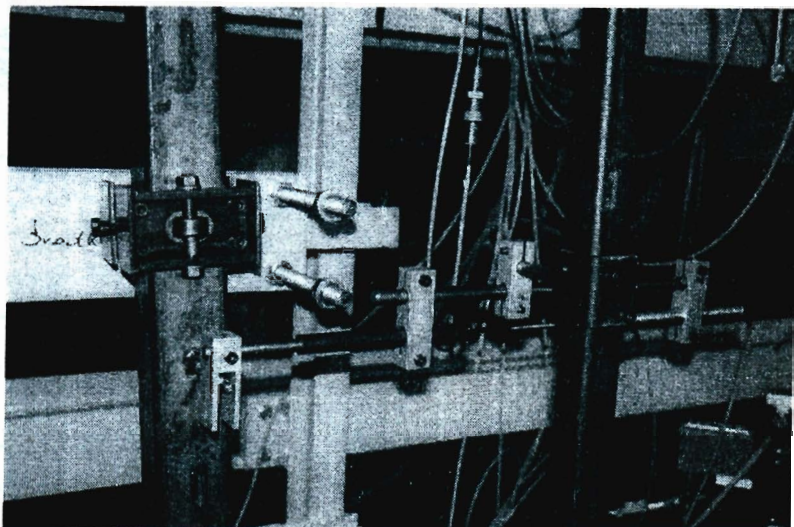


Rys. 5. Mocowanie fundamentu i układy pomiarowe

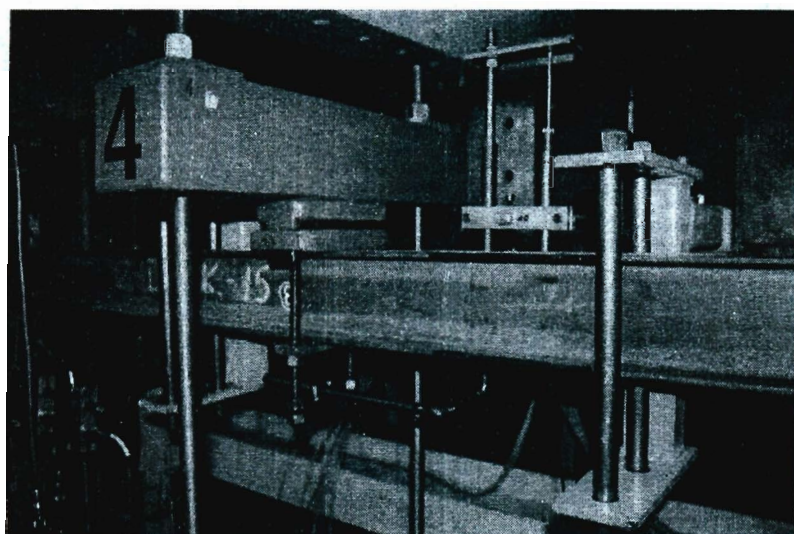
Rys. 6. Trawersa zciągami, mechanizm podnoszenia i układy pomiarowe



Rys. 7. Mechanizmy zabezpieczające i układy pomiarowe w obrębie prawego słupa



Rys. 8. Obejma z łożyskami i mechanizm pomiaru poziomego przemieszczenia przekroju słupa



Rys. 9. Trawersa ryglowa, zabezpieczenie przed zwichrzeniem i mechanizm pomiaru ugięcia rygla

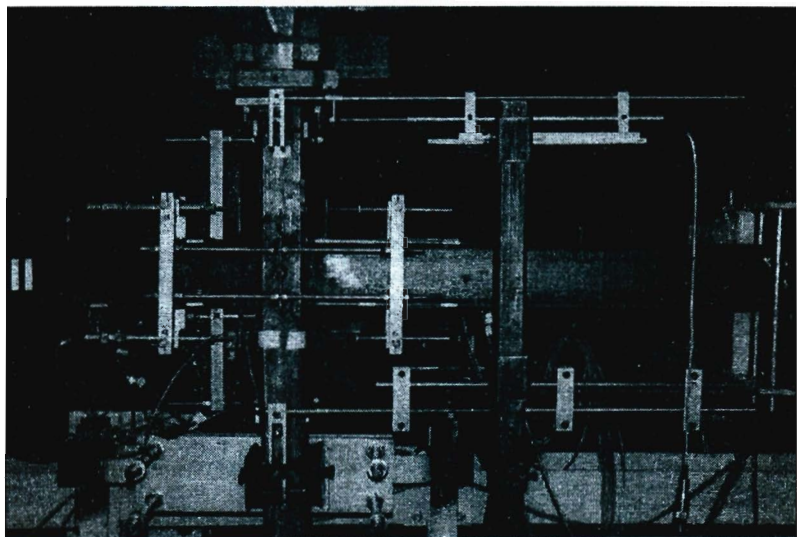
Rama podawana jest działaniu obciążeń grawitacyjnych, przyłożonych do głowic słupów oraz w środkach rozpiętości rygli i obciążeniu horyzontalnemu, przyłożonemu do lewego węzła słupowo-ryglowego (rys. 3, 4). Przeguby zastosowane w górnych trawersach głowicowych i ryglowych (rys. 6, 9), umożliwiają równomierne wyężenie cięgien, pomimo obrotu głowic słupów oraz równomierny docisk podstawy trawersy ryglowej do górnej półki belki.

Do realizacji obciążenia wykorzystano zbudowany w Politechnice Białostockiej uniwersalny, komputerowo sterowany system siłowy „HYSDOZOK” [3]. Jedną z jego zalet jest utrzymywanie aktualnych wartości sił w chwili utraty stateczności przez konstrukcję. W celu zachowania grawitacyjnego charakteru przykładanych obciążeń podczas narastającego bocznego przechyłu ramy, wykorzystując elementy układu „HYSDOZOK” skonstruowano automatyczny system przesuwu siłowników [2] – (rys. 3, 4, 10).



Rys. 10. Układ wewnętrznych siłowników pionowych na podporach spiętych obustronnie stężeniami

Siłowniki pionowe – trzy dolne „6” (działające w funkcji parcia) i dwa pod-ryglowe „7” (pracujące w funkcji ssania), przekazujące obciążenia przez ciąga „8, 9” na słupy i rygle – zamocowano na ruchomych podporach „10, 11”. Każda z nich składa się z części stałej (przytwierdzonej do pasa belki) i suwadła, do którego umocowany jest element wykonawczy systemu siłowego. Ze względu na ograniczenia liczby siłowników – 3 środkowe platformy (2 górne i dolna) zostały sprężone obustronnym trójkątnym układem stężeń „12”. Podpory dolne „10” przesuwane są o stosowne wartości przez poziome siłowniki „13”, mocowane pod dolnym pasem belki do elementów wsporczych. Wielkości tych przesunięć są równoważne odpowiednim horyzontalnym przemieszczeniom punktów przyłożenia sił do głowic słupów mierzonym czujnikami indukcyjnymi (rys. 7) i przekazywanym do siłowników poziomych „13” drogą elektroniczną. Siła symulująca ssące działanie wiatru przyłożona jest do lewego węzła słupowo-ryglowego przez poziomy siłownik „14”, zamocowany 2-przegubowo pomiędzy węzłem a blokiem oporowym.



Rys. 11. Urządzenia pomiaru przemieszczeń i obrotów w obrębie połączenia słupa środkowego z ryglami

Przemieszczenia i obroty mierzone są 33 przetwornikami indukcyjnymi typu Peltron i w uzupełnieniu czujnikami zegarowymi. Oszacowania kątów obrotu dokonywano na podstawie względnych przemieszczeń punktów o znanym rozstawie „a” (rys. 6, 7, 11). Lokalne kąty w węzłach słupowo-ryglowych związane

z miejscowymi odkształceniami czołowej ścianki rury słupa (przy ewentualnej współpracy ścianek bocznych) mierzono przez pary czujników indukcyjnych, zamocowane w przestrzennych ramkach, przytwierdzonych obustronnie poprzez pośrednie pręty do płaskowników zamocowanych w osi słupa. Rdzenie cewek opierają się na wspornikach przyspawanych do półek rygli (rys. 11). Pośredni kąt obrotu przywzłowej części słupa względem jego osi mierzony był przez parę czujników (których rdzenie opierają się o jeden z wyżej wymienionych płaskowników) osadzonych w ramce przytwierdzonej górną i dolną obejmą do trzonu słupa, poza rozpatrywaną strefą odkształcenia. Kąt obrotu związany z ogólną utratą stateczności słupa szacowany był na podstawie wskazań dwu górnych poziomych cewek mierzących odpowiednie przemieszczenia przekrojów w obrębie głowicy słupa i poniżej rygla. Szczegółowo opisano to w pracy [4].

W przypadku węzła podporowego, ze względu na ograniczoną przestrzeń wokół połączenia (skala 1:2,5) oraz różne układy i liczbę śrub kotwiących, przetworniki umożliwiające określenie kąta obrotu węzła oparto na specjalnie wyprofilowanym, kątowym elemencie, mocowanym przy bocznej ściance rury słupa (na dwóch poziomych gwintowanych prętach, przyspawanych do ścianek czołowych) ponad blachę podstawy (rys. 5).

Na rysunkach 7, 8, 11 przedstawiono układy z cewkami indukcyjnymi mierzącymi poziome przemieszczenia wybranych przekrojów słupów. Mechanizmy te pozwalają na pomiar ich faktycznych wartości, mimo jednoczesnego przesuwania się tych przekrojów w pionie – w związku z narastającym przechylem słupa, niszczeniem podlewki i uplastycznianiem się fragmentów trzonu. Jest to szczególnie istotne przy znacznych wychyleniach ramy. Każdy z układów składa się z poziomej cewki z rdzeniem, połączonym przegubowo z suwadłem z pręta $\varnothing 12$ przemieszczającym się w prowadnicy z rury (rys. 8). Zarówno prowadnica, jak cewka usytuowane są współosiowo i zamocowane uchwytyami do poziomego pręta, przytwierdzonego łącznikiem do pionowego elementu wsporczego. Suwadło zakończone jest aluminiowymi „widelkami” nasuniętymi na kulkową końcówkę sworznia, mocowanego (wymienne) do ścianki rury słupa w osi wybranego przekroju. Końcówka wraz z przekrojem przesuwają się w poziomie – pociągając poprzez „widelki” i suwadło rdzeń cewki – i jednocześnie w pionie. Mierzona wartość odpowiada faktycznemu horyzontalnemu przemieszczeniu przekroju.

W celu oszacowania ugięcia środków rygli, które doznają – poza pionowym – również przesunięć poziomych, zaproponowano rozwiązanie pokazane na rysunku 9. Wyprofilowany pręt mocowany w pionowej rurkowej prowadnicy (pod wpływem siły grawitacji) ma możliwość swobodnego pionowego ruchu. Jego górną końcówkę zakończono poziomą wsporczą płytą, opartą na głowicy rdze-

nia cewki indukcyjnej. Dolną, poziomą część ulokowano w „widelkach” zamocowanych w środkowym przekroju rygla poniżej dolnego pasa. W miarę przemieszczania się przekroju i widełek, oparte na nich poziome ramię pręta opuszcza się grawitacyjnie, a horyzontalny przesuw „widełek” odbywa się względem niego w sposób nieskrępowany. Mierzone pionowe przemieszczenie odpowiada zawsze ugięciu środka belki.

W końcowym etapie eksperymentu obciążana konstrukcja doznaje szybkiego, trwającego kilka sekund przechyłu, po czym następuje jej gwałtowny upadek. Jest to związane z utrzymywaniem przez siłowniki wartości sił istniejących w chwili utraty nośności przez obciążany element. Zniszczeniu stanowiska badawczego zapobiegają zastosowane blokady – mechaniczna i elektroniczna. Blokada mechaniczna (rys. 4) to cięgno „15”, którego jeden koniec zamocowano przegubowo do łącznika przyspawanego do ścianki rury słupa w obrębie prawego węzła słupowo-rygłowego, drugi zaś przechodzi swobodnie przez otwór elementu oporowego „16” i jest zakończony sprężystą wytłumiającą uderzenie końcówką. Dzięki regulowanemu położeniu włącza się ona do współpracy w chwili wchodzenia konstrukcji w ostatnią fazę. Na podstawie obserwacji zapisu filmowego pierwszej próby, w której pominięto blokady i doprowadzono element do stanu awarii budowlanej – swobodny przesuw cięgna ustawiono na poziomie 85 mm. Mechanizm ten wykonano na wypadek niezadziałania blokady elektronicznej, która jest elementem przygotowanego oprogramowania służącego do prowadzenia eksperymentu. Wyłącza ona układ siłowy, jeżeli prędkość poziomych przemieszczeń głowic słupów przekroczy określoną wartość. W badaniach na podstawie analizy zarejestrowanej próby jak wyżej – przyjęto ją na poziomie 5 mm/s.

Zaprezentowany program badawczy, zbudowane sterowane automatycznie systemy i pozostałe rozwiązania techniczne pozwalają przynajmniej w części oszacować wymagania, jakie tego typu eksperymenty stawiają badaczom.

3. Uwagi i wnioski

- Zastosowanie w badaniach komputerowo sterowanego systemu zadawania obciążeń, sprzężonego z elektronicznym układem regulacji przesuwu siłowników pionowych, zagwarantowało wysoki stopień sprawności całego systemu realizacji obciążenia, zachowującego niezbędny grawitacyjny charakter działania sił pionowych.
- Zastosowanie i modernizacja elektronicznego układu rejestracji przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000” umożliwiło prowadzenie w sposób ciągły zapisu in-

dukcyjnych i tensometrycznych pomiarów w możliwie krótkich 10 sekundowych odstępach czasowych – z wykorzystaniem 80 kanałów (40 indukcyjnych i 40 tensometrycznych).

- Dla eliminowania więzów, które mogłyby kępować swobodny przechył ramy (poza systemem przesuwu siłowników rugującym ewentualne składowe poziome siły „pionowych”) w układach przekazujących obciążenia zastosowano zespoły przegubów, w systemie zaś podtrzymywania słupów i zabezpieczenia rygli przed zwichrzeniem odpowiednio: mechanizmy z łożyskami wahliwymi; swobodnie obracające się bolce i smar beztarciowy.
- Dla uzyskania faktycznych wartości poziomych przemieszczeń wybranych przekrojów słupów oraz pionowych przemieszczeń środków rygli (niezależnych od faktu jednoczesnego przesuwania się tych przekrojów w kierunkach odpowiednio prostopadłych) wykonano mechanizmy o specjalnej konstrukcji z zastosowaniem cewek indukcyjnych.
- Skonstruowanie urządzenia umożliwiającego podnoszenie i opuszczanie zmontowanej na stanowisku ramy oraz zastosowanie szybko twardniejącej zaprawy Ceresit CX15 (osiągającej wytrzymałość 60MPa po 6 dobach) pozwoliło na sprawne i dokładne wykonanie podlewek i utrzymanie krótkiego, kilkudniowego cyklu badań.
- Bardzo liczny zbiór 25 elementów próbnych, poddanych badaniom, umożliwia dokładną analizę eksperymentalną wpływu podatności połączenia słupa z fundamentem na długość wyboczeniową słupa i statykę ramy.
- Zastosowanie w podstawach słupów alternatywnie do otworów powiększonych na śruby – otworów z wycięciami ułatwiającymi montaż słupów na fundamencie pozwala określić, czy i jaki wpływ mają one na zachowanie się węzła i konstrukcji.

Literatura

- [1] **Ligocki I.:** *Wybrane badania eksperymentalne stalowych ram przechyłowych.* Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2002. Z. 22, 157-175.
- [2] **Ligocki I.:** *Technika obciążania - w badaniach ram przechyłowych – z wykorzystaniem automatycznego systemu przesuwu siłowników.* Konstrukcje Stalowe październik czerwiec 2003.
- [3] **Ligocki I.:** *„HYSDOZOK” – zautomatyzowany system do zadawania obciążeń w badaniach konstrukcji.* Konstrukcje Stalowe 3(55), czerwiec 2002, 49-50.

- [4] **Ligocki I.:** *Założenia programu eksperymentalnego i technika obciążeń w badaniach ram przechyłowych.* Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2002. Z. 22, 177-188.

THE RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES IN ANSPECT OF APPLIED TECHNICAL SOLUTIONS

Summary: The experimental researches of the 25th one-storey, two-bay sway steel frames are carried on at Białystok Technical University. They're include the analysis of the influence of the flexible joint of the column with foundation on the reduced buckling length of the column and general stability of the frame. The characteristic of the innovative technical solutions and test models which were used was presented in this article.

Key words: steel frame, sway, experimental techniques

Artykuł zrealizowano w ramach grantu G/IIB/3/00.

Jarosław Malesza
Mikołaj Syczewski

METODA BADANIA ZEWNĘTRZNYCH WĘZŁÓW RAM ŻELBETOWYCH

Streszczenie: Przedstawiono metodę badań węzłów zewnętrznych ram żelbetowych. Zaprojektowano elementy badawcze reprezentujące zewnętrzne węzły, opracowano stanowisko badawcze oraz sposoby badania przemieszczeń i odkształceń oraz sposób badania odkształcenia prętów zbrojeniowych zabetonowanych w węźle elementu badawczego.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, węzeł ramy, długość zakotwienia, element badawczy, program badań

1. Wprowadzenie

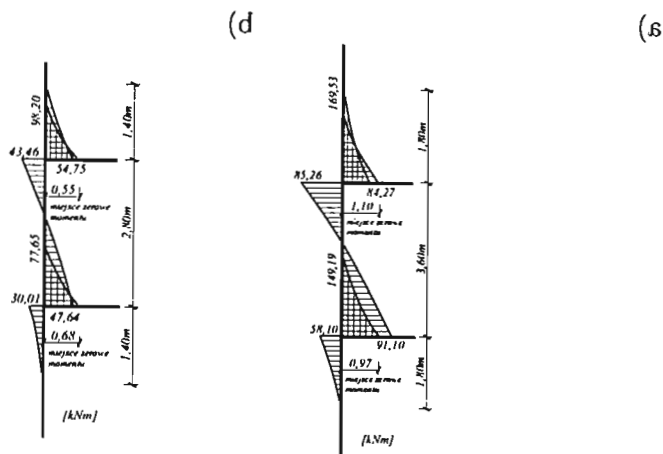
Poprawnie zaprojektowane konstrukcje powinny spełniać wymagania stanów granicznych użytkowania i nośności. W ramach żelbetowych monolitycznych oprócz podstawowych elementów konstrukcyjnych, takich jak rygle i słupy, istotne znaczenie w nośności i sztywności układu mają węzły. W konstrukcjach monolitycznych stosuje się sztywne połączenia belek ze słupami. Ma to korzystny wpływ na nośność i stateczność. Węzły ram są ograniczone wymiarami zbiegających się w nich elementów i muszą łączyć w sobie ich zbrojenie. Zbrojenie doprowadzone do węzła wynika z warunków konstrukcyjnego kształtowania elementów. Sztywność węzła będąca wynikiem właściwego ukształtowania i zakotwienia zbrojenia ma istotny wpływ na deformację elementów, redystrybucję sił wewnętrznych, nośność i pracę statyczną całej konstrukcji.

W okresie ostatnich 20 lat szereg badań doświadczalnych nad węzłami ram prowadzono w kraju i na świecie. Między innymi Czkwianianc i Kamińska [1]

badali węzły ram w zakresie redystrybucji sił wewnętrznych. Obszerne i zróżnicowane badania ram oraz zjawisk zachodzących w węzłach były zrealizowane przez I.H.E.Nilssona [4] oraz M.Johanssona [2]. Istotny wkład do poznania tej problematyki wniosły badania węzłów ram z różnymi układami szkieletów zbrojenia, które prowadził K.Kordina [3].

2. Element badawczy

Do badań doświadczalnych zaprojektowano elementy na podstawie analizy statycznej rzeczywistych płaskich układów ramowych. Przeanalizowano dwa układy ramowe: jednonawowy trójkondygnacyjny, trójnawowy trójkondygnacyjny. Oba układy ramowe były zaprojektowane i zrealizowane jako nośna konstrukcja budynków przemysłowych. Na podstawie wykresów momentów obu układów ramowych sporządzono fragmentaryczne wykresy dla wycinków ram. Wycinki ram sporządzono, przyjmując: słup środkowej kondygnacji oraz odcinki słupów kondygnacji pierwszej i trzeciej. Przyjęto, że odcinki słupów mają długość równą odległości punktu, gdzie są zerowe momenty, od węzłów ramy. Taki wycinek z ramy był podstawą do opracowania elementu badawczego. Wykresy momentów na wycinkach ramy przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Fragment wykresów momentów zginających w analizowanych rzeczywistych konstrukcjach ram: a) wielokondygnacyjnej wielonawowej, b) wielokondygnacyjnej jednonawowej

Na wykresach podano odległości punktów zerowych wartości momentów od węzłów. Całkowita długość słupa w wycinku ramy wynosi 7200 mm (dla ramy wielonawowej) i 5600 mm (dla ramy jednonawowej). Na podstawie wartości węzłowych momentów w ryglach i słupach ustalono, że stosunek momentu węzłowego w słupie do momentu węzłowego w ryglu wynosi $0,4 \div 0,6$. Projektowanie elementu badawczego, w którym długość słupa wynosiłaby 5600 mm lub 7200 mm byłoby kłopotliwe i trudne w operacjach technologicznych i badawczych. Odległość zerowego momentu w ryglu od węzła wynosiła 110 cm i 97 cm w ramie wielonawowej oraz 55 cm i 68 cm w ramie jednonawowej. Zaprojektowano taki element próbny, w którym całkowita długość wsporników ryglowych wynosi 1000 mm. Przyjęto takie wymiary i taki kształt elementu próbnego, że stosunek momentu przywęzłowego w słupie do momentu przywęzłowego w ryglu wynosi 0,5. Jest to wskaźnik, który służy do oceny zaprojektowanego w stosunku do rzeczywistych układów ramowych, jakie były zaprojektowane i zrealizowane jako konstrukcja nośna budynku przemysłowego.

Element badawczy, przedstawiony na rysunku 2, zaprojektowano tak, aby zawierał dwa węzły zewnętrzne konstrukcji ramowej. Elementy oznaczone symbolem B1 miały rygle o przekroju $200 \times 300 \text{ mm}$ i słup o przekroju $200 \times 200 \text{ mm}$. Przekroje poprzeczne słupa i wsporników elementu badawczego przyjęto uwzględniając wytyczne normy [6] w zakresie minimalnych wymiarów słupów i belek.

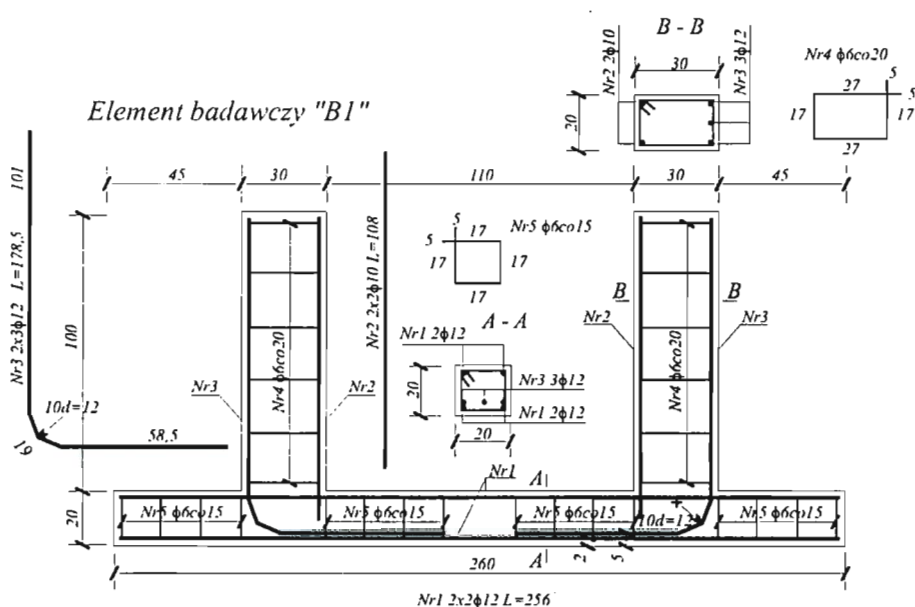
Pręty zbrojenia elementów zaprojektowano ze stali 34GS-AIII i betonu klasy B30. Dokładne charakterystyki materiałów opracowano na podstawie badań laboratoryjnych: statycznej próby rozciągania stali i badań wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie normy [7]. Zbadane wytrzymałości przedstawiono w tabelach 1 i 2.

Tabela 1.

Charakterystyka stali zbrojeniowej prętów o średnicach 12 mm

Pręt $\varnothing$	Średnica d_0 [mm]	F_e [kN]	F_m [kN]	F_u [kN]	L_u [mm]	R_e [MPa]	R_m [MPa]	A_s [%]
$\varnothing 12$	10,04	35,2	51,4	40,4	61,3	445	649	22,6

Na podstawie charakterystyk wytrzymałościowych materiałów i wymiarów elementów określono nośności zginanych przekrojów słupa i rygli oraz wielkości



Rys. 2. Element badawczy B1

Tabela 2.

Wytrzymałość betonu na ściskanie w elemencie B1

Element	średnica próbki [cm]	Wytrzymałość na ściskanie kolejnych próbek $f_{ci}[MPa]$						Wytrzymałość minimalna na ściskanie $f_{cmin}[MPa]$
B1	$\phi 10$	35,03	34,39	32,48	38,22	34,39	33,76	32,48

momentów rysujących, które zamieszczono w tabeli 3.

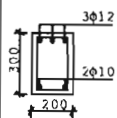
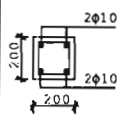
3. Stanowisko badawcze i procedura badań

3.1. Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze skonstruowano w stendzie badawczym znajdującym się w Laboratorium Katedry Konstrukcji Betonowych i Murowych. Stend stanowi przestrzenna rama stalowa wykonana, z kształtowników HEB 500 łączonych

Tabela 3.

Nośność i momenty rysujące belek i słupa elementu badawczego B1

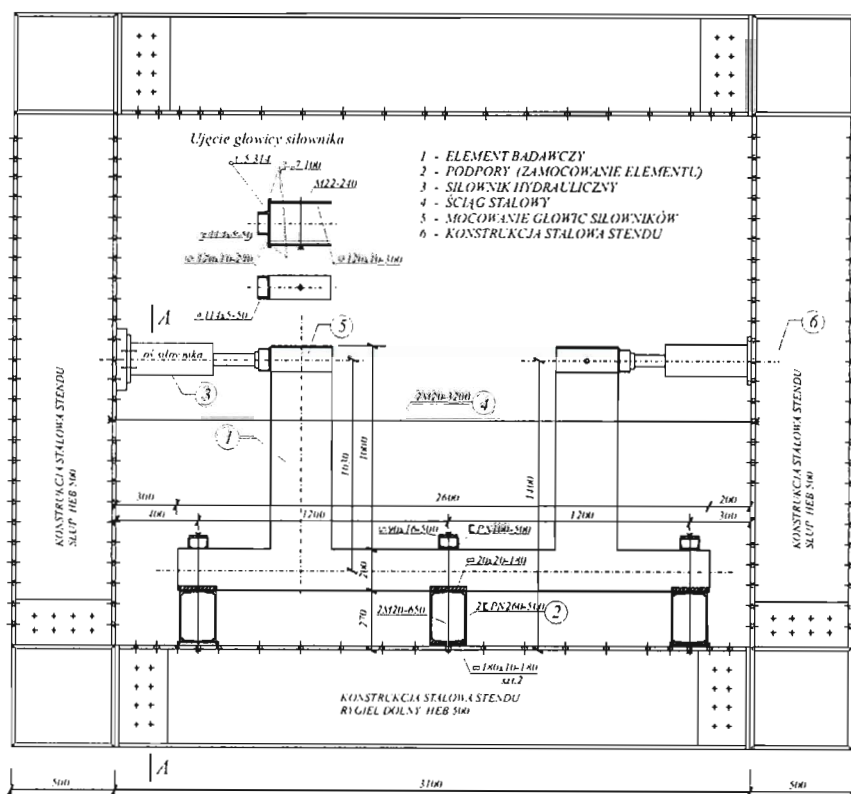
Element	Przekroj		Nosnosc [kNm]		Moment rysujacy [kNm]	
	Rygiel	Słup	Rygiel	Słup	Rygiel	Słup
B1			28,48	14,23	9,75	4,34

na śruby. Elementy stendu są połączone ze sobą w sztywnych węzłach. Do budowy stanowiska badawczego wykorzystano zewnętrzną ścianę stendu, która stanowi zamkniętą ramę stalową, zapewniającą wewnętrzne zrównoważenie obciążeń przekazywanych na element badawczy. Rygiel dolny oraz słupy skrajne stendu wykonane z HEB 500 stanowiły podstawowe elementy stanowiska. Na nich zamontowano podpory badanych elementów, poduszki do montażu siłowników hydraulicznych oraz przyrządy pomiarowe. Na rysunku 3 przedstawiono stanowisko badań i sposób zamocowania badanego elementu.

Na ryglu dolnym stendu ustawiono podpory "2" badanych węzłów. Za pomocą cięgien wykonanych z dwóch prętów $\varnothing 20$ mm na każdej podporze mocowano słup elementu, tak aby uzyskać schemat statyczny podpory przegubowej nieprzesuwnej. Obciążenie zadawano za pomocą siłowników hydraulicznych "3", umocowanych poziomo do słupów stendu "6". Na końcach wsporników elementu badawczego założono obejmy stalowe "5", utrzymujące głowice siłowników. Zabezpieczały one zachowanie osiowości przyłożonego obciążenia. Dwa pręty stalowe "4" o średnicy $\varnothing 20$ z gwintowanymi końcówkami stanowiły ściągi zabezpieczające przed zginaniem słupów stendu.

Na podstawie analizy statycznej wynikającej z warunków obciążenia i podparcia na stanowisku badawczym określono rozkład momentów zginających w elemencie badawczym, co przedstawiono na rysunku 4.

Uzyskany rozdział momentów zginających odpowiadał relacjom określonym dla rzeczywistych konstrukcji ramowych. W zaprogramowanych badaniach nie uwzględniono wpływu siły normalnej w słupie na przyczepność i zakotwienie. Wpływ obciążeń prostopadłych do pręta na przyczepność i zakotwienie znany jest z literatury.

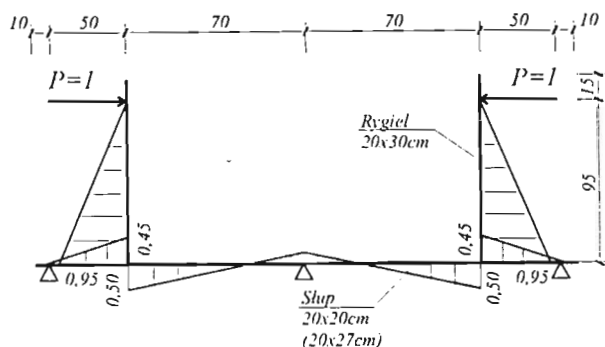


Rys. 3. Stanowisko badawcze

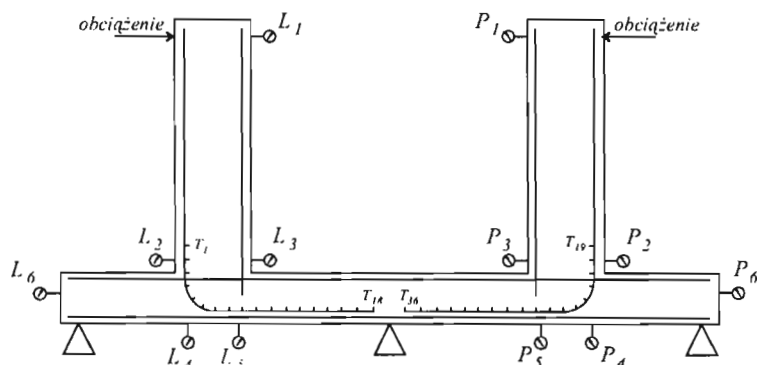
3.2. Sprzęt badawczy i przyrządy pomiarowe

Do badań doświadczalnych węzłów ram żelbetowych wykorzystano sprzęt i przyrządy pomiarowe znajdujące się w Laboratorium Katedry Konstrukcji Betonowych i Murowych oraz Instytucie Budownictwa Lądowego Politechniki Białostockiej.

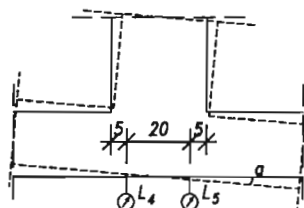
W badanych węzłach mierzono odkształcenia stali zbrojeniowej oraz przemieszczenia poszczególnych elementów konstrukcji. We wszystkich elementach zachowano ten sam układ czujników. Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono rozmieszczenie punktów pomiaru odkształceń i przemieszczeń w badanych węzłach.



Rys. 4. Wykres momentów zginających w elemencie badawczym



Rys. 5. Miejsca pomiaru odkształceń i przemieszczeń badanych elementów



Rys. 6. Sposób pomiaru kąta obrotu węzła badanej ramy

Do pomiaru odkształceń zabetonowanych prętów zbrojenia, stanowiących zakotwienie rozciąganych prętów wsporników w węzłach, zastosowano tensometry elektrooporowe o bazie pomiarowej 10 mm, oporności 120 Ω , oznaczone

symbolem FKY13-120, produkcji Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych w Warszawie. Tensometry były klejone na powierzchni prętów zbrojenia, a ich usytuowanie jest opisane symbolem T na rysunku 5. W miejscu klejenia tensometrów wycięto żeberka poprzeczne, a następnie powierzchnie te szlifowano. Wymiary powierzchni przygotowanej do przyklejenia tensometrów wynosiły 10×15 mm. Tensometry elektrooporowe były mocowane po obu powierzchniach bocznych prętów naprzemiennie, a ich efektywny rozstaw wynosił 50 mm. Podłużne żeberka na prętach nie były wycinane.

Badania przemieszczeń charakterystycznych punktów elementu badawczego dokonywano przy wykorzystaniu czujników zegarowych i indukcyjnych. W punktach L_4 , L_5 , P_4 , P_5 (rys.5) przemieszczenia mierzono czujnikami indukcyjnymi, których zakres wynosił 20 mm. Na podstawie tych pomiarów określono obrót węzła. Przemieszczenia wsporników w punktach L_1 , P_1 dokonywano przy użyciu tensometrów indukcyjnych o zakresie pomiaru wynoszącym 50 mm. W punktach L_2 , L_3 , L_6 , P_2 , P_3 , P_6 badano przemieszczenia przy zastosowaniu czujników zegarowych o zakresie 10 mm i dokładności pomiarów 0,01 mm.

Obciążenie konstrukcji realizowano stosując dwa hydraulicznie połączone ze sobą siłowniki podłączone do zasilacza hydraulicznego PZA. Hydrauliczne połączenie obu siłowników zapewniało jednakowe siły przekazywane na wsporniki elementu badawczego. Zakres obciążenia siłownika wynosił 55 kN.

Wszystkie czujniki oraz siłowniki wykorzystywane w badaniach sprzęgnięto z komputerowym systemem pomiarowym. Wykorzystanie komputera w pomiarach zapewniło skoordynowanie zadawanego obciążenia z odpowiadającymi mu zmianami przemieszczeń i odkształceń mierzonych przez czujniki oraz zapis na dysk. W badaniach wykorzystano nowoczesny system akwizycji danych DAQVIEW, znajdujący się w Katedrze Konstrukcji Betonowych i Murowych Politechniki Białostockiej.

3.3. Przebieg badań

Badania eksperymentalne elementów badawczych wykonano na podstawie opracowanego programu badań. Obciążenie ramy siłami skupionymi realizowano jednocześnie z obu siłowników. Element badawczy obciążano stopniowo, aż do zniszczenia.

Badania wstępne przeprowadzono przed badaniami zasadniczymi każdego elementu. Sprawność i poprawność działania stanowiska badawczego i przyrządów pomiarowych każdorazowo sprawdzano podczas badań wstępnych po zamontowaniu elementu badawczego. Element obciążono do wartości siły równej 4 kN i po upływie 3 min stabilizacji obciążenia odciążano. Po odciążeniu sprawdzano odczyty przyrządów pomiarowych w zakresie uzyskania odczytów początkowych. W przypadku odchyłek we wskazaniach przyrządów, eliminowano przyczyny i ponownie powtarzano etap wstępny. Po uzyskaniu pozytywnych wyników przeprowadzano badanie zasadnicze. Badania zasadnicze przeprowadzono przy etapowym wzroście obciążenia, które wynosiło 2 kN i stanowiło około 0,1 obciążenia niszczącego. Obciążenie niszczące określono na podstawie wymiarów przekrojów poprzecznych i wytrzymałościowej charakterystyki materiałów, z których wykonano elementy próbne. Przyrost etapowy obciążenia następował w okresie 1 min, a stabilizacja obciążenia w każdym etapie wynosiła 3 min. Odczyty wartości obciążenia, przemieszczeń, odkształceń wykonywane były automatycznie przy wykorzystaniu komputera. Manualnie prowadzono rejestrację odczytów czujników zegarowych oraz inwentaryzację stanu zarysowania.

4. Podsumowanie

Opracowana metoda badania oraz zastępczy element badawczy okazał się przydatne do przeprowadzenia badania zakotwienia rozciąganych prętów zbrojenia rygli w węźle ramy. Istotną zaletą opracowanego elementu badawczego są małe jego wymiary w stosunku do rzeczywistych wymiarów ram żelbetowych oraz jego reprezentatywność, co potwierdzają relacje momentów w przekrojach przywęzłowych słupów i rygli.

Literatura

- [1] **Czkwianianc A.:** *Wpływ ukształtowania zbrojenia w monolitycznym węźle ramy na jego zarysowanie i nośność*. XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Krynica, 1999.

- [2] **Johansson M.:** *Reinforcement detailing in concrete frame corners*. ACI Structural Journal Vol.98. No.1/2001.
- [3] **Kordina K.:** *Über das Verformungsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken und -knoten*. Beton und Stahlbetonbau 92. Heft 8. 1997.
- [4] **Nilsson I.H.E.:** *Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment*. Document No D7.1973. Stockholm. 1973.
- [5] **PN-84/B-03264.** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [6] **PN-B-03264:2002.** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [7] **PN-EN 206-1.** *Beton cz.I. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*

METHOD OF TESTING OF THE EXTERNAL FRAME JOINTS

Summary: Method of testing of the external frame joint is presented in the paper. Testing element and test set up with method of displacements and strain measurements are also presented in the work. The main topic of the paper is evaluation of the stress distribution along the anchorage length of the reinforcing steel bars. Tensometric measurements were conducted due to assume required length of main beam steel reinforcement developed into frame columns for different stiffness of joints.

Key words: frame joint, anchorage length, test elements, test programme

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej Katedry Konstrukcji Betonowych i Murowych.

Jarosław Malesza
Mikołaj Syczewski

SPOSOBY KOTWIENIA PRĘTÓW ZBROJENIA W ZEWNĘTRZNYCH WĘZŁACH RAM

Streszczenie: Dokonano przeglądu sposobów kotwienia prętów zbrojenia w zewnętrznych węzłach ram. Przeanalizowano stosowane sposoby i wykazano potrzebę przeprowadzenia badań laboratoryjnych dotyczących problemów przyczepności betonu do prętów zbrojeniowych i zakotwienia zbrojenia w węzłach ram.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, węzeł ramy, zakotwienia prętów zbrojeniowych w betonie

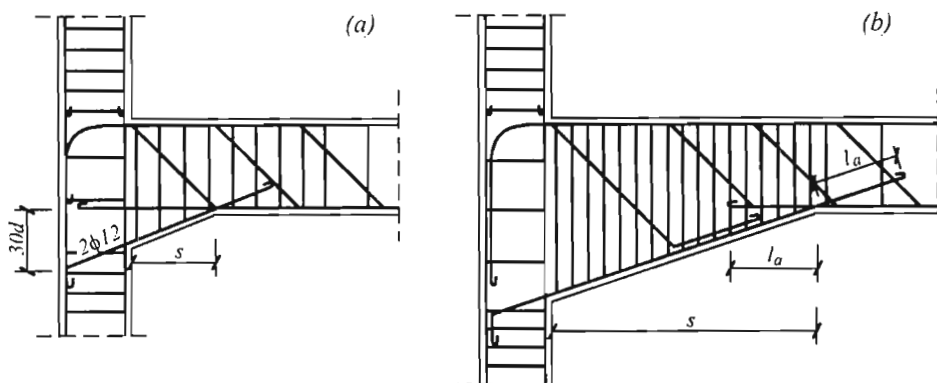
1. Wprowadzenie

Momenty zamocowania rygli w węzłach ram są ujemne dla większości przypadków obciążenia stałego i zmiennego. Tylko w nielicznych schematach obciążeń sumaryczne momenty zamocowania rygli są dodatnie. Znaki momentów zamocowania rygli w węzłach ram mają istotny wpływ na sposoby kotwienia prętów zbrojeniowych rygli w obszarze węzłów. Tematyka niniejszej pracy dotyczy analizy sposobów kotwienia zbrojenia rygla w zewnętrznych węzłach ram, w których momenty zamocowania rygli w węzłach są ujemne.

2. Konstruowanie zbrojenia w węzłach ram zewnętrznych

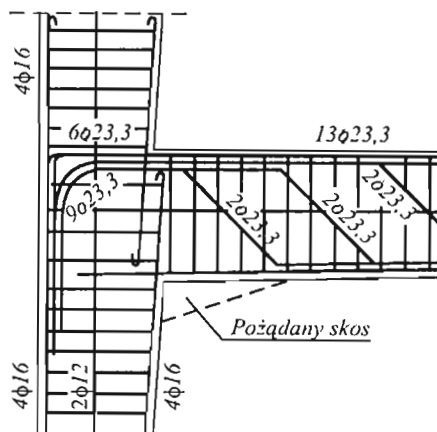
Sposoby konstruowania układu zbrojenia w węźle zależą od istnienia lub nieistnienia skosu [3]. W przypadku krótkiego skosu lub jego braku dolne zbrojenie rygla powinno być wprowadzone w słup poza linię pionowego zbrojenia słupa. Krawędź krótkiego skosu należy zbroić tylko prętami konstrukcyjnymi

prostymi wpuszczonymi w słup i rygiel (rys.1.a). Zbrojenie górne rygla powinno być przedłużone aż do zewnętrznej krawędzi słupa, łukowo wygięte w dół i doprowadzone poniżej dolnej krawędzi rygla na odcinek równy $30 \cdot d$, gdzie d jest średnicą prętów zbrojeniowych. W przypadku dużych skosów stosuje się odmienny sposób zbrojenia węzłów. Przy ukośnej krawędzi skosu należy stosować zbrojenie składające się z co najmniej 2 prętów. Jednocześnie powierzchnia prętów zbrojenia skosu powinna wynosić nie mniej niż 0,33 powierzchni zbrojenia przęsłowego rygla obliczonego na maksymalny moment zginający dodatni. Pręty zbrojenia skosu powinny być z jednej strony wprowadzone w słup na odcinek o długości $15 \cdot d$, a z drugiej – wprowadzone w rygiel na głębokość równą $l_a = 30 \cdot d$ poza punkt przecięcia się tego zbrojenia ze zbrojeniem dolnym rygla. Zbrojenie dolne rygla powinno być przedłużone w kierunku węzła tylko na odcinek równy $l_a = 30 \cdot d$ poza punkt przecięcia się tego zbrojenia z prętami zbrojenia skosu [3]. W przypadku występowania momentów dodatnich w przekroju przywęzłowym rygla pręty zbrojenia skosu powinny być wprowadzone w słup na odcinek równy co najmniej $30 \cdot d$. Pręty górne zbrojenia rygla w przypadku dużego skosu i ujemnego momentu zamocowania powinny być przedłużone w kierunku węzła, zagięte i wprowadzone w słup w kierunku dolnym [3]; nie określono jednak długości pionowego odcinka prostego (rys.1.b).

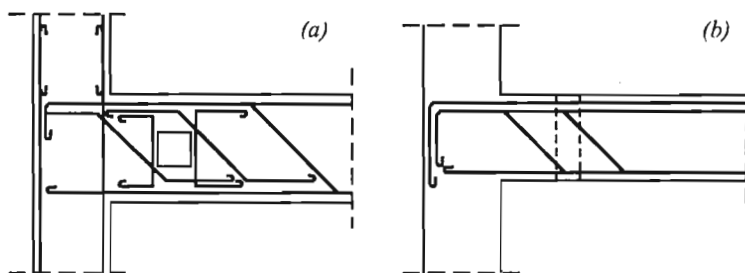


Rys. 1. Proponowane zakotwienie prętów zbrojenia rygla w zewnętrznym węźle ramy w pracy [3]: a) przypadek krótkiego skosu, b) przypadek dużego skosu

Podobny sposób układu prętów zbrojenia w zewnętrznym węźle ramy przedstawiono w pracach [2],[3]. Nie określono tu jednak długości zakotwienia dolnych i górnych prętów zbrojenia rygla w węźle (rys.2).



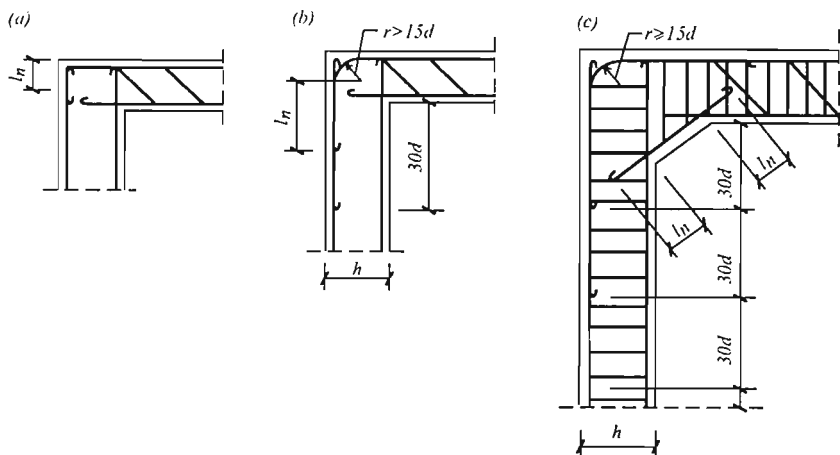
Rys. 2. Proponowany w pracy [3] schemat układu prętów zbrojenia w zewnętrznym węźle ramy w przypadku zmiennej wysokości przekroju poprzecznego słupa



Rys. 3. Zewnętrzny węzeł ramy. Proponowany w pracy [2] schemat zbrojenia przywęzłowego fragmentu rygla w przypadku otworów w ryglu: a) poziomych, b) pionowych

Na rysunku 3 przedstawiono sposób dozbrajania fragmentów przypodporowych rygla w przypadku występowania otworów pionowych lub poziomych [2]. Jednocześnie pokazano kształt zakotwienia prętów zbrojenia górnego i dolnego rygla w obszarze węzła. Długości zakotwienia prętów górnych rygla

nie określono, ale można ją ocenić w przybliżeniu w przykładzie 3b na równą około wysokości rygła, a w przykładzie 3a na około 0,3 wysokości rygła. Zakotwienie zbrojenia rygła w węźle ramy przedstawione w pracach [2],[3] jest niejednoznaczne, gdyż wykazuje duże zróżnicowanie.



Rys. 4. Przykładowy układ konstrukcyjny zbrojenia w narożnym węźle ramy w pracy [1]. Mimośród e_0 siły normalnej w przywęzłowym przekroju słupa spełnia warunki: a) $e_0 \leq 0,25 \cdot h$, b) $e_0 = (0,25 \div 0,50) \cdot h$, c) $e_0 > 0,5 \cdot h$

Sposób zakotwienia prętów rozciąganych rygła w narożnym węźle ramy uzależniają autorzy pracy [1] od wielkości mimośrodu siły normalnej w przywęzłowym przekroju słupa. Gdy mimośród spełnia warunek $e_0 \leq 0,25 \cdot h$, to zbrojenie rygła powinno być wprowadzone w węzeł, zagięte w dół i przedłużone na odcinek l_n licząc od górnej krawędzi rygła (rys.4.a). W przypadku, gdy mimośród siły normalnej wynosi $e_0 = (0,25 \div 0,50) \cdot h$, przynajmniej dwa górne pręty rygła powinny być wprowadzone w słup na odcinek równy $30 \cdot d$ (licząc od górnej krawędzi rygła - rys.4.b). Pozostałe górne pręty rygła, przy zastosowaniu zaokrąglenia (promień $15 \cdot d$) w miejscu zagięcia, należy zakotwić w słupie na odcinek równy l_n (licząc od końca łuku zaokrąglenia). Długość odcinka l_n należy przyjmować jako równą $(30 \div 45) \cdot d$. W przypadku gdy mimośród siły normalnej w przywęzłowym przekroju słupa spełnia warunek $e_0 > 0,5 \cdot h$, minimum dwa pręty górnego zbrojenia rygła powinny być wpusz-

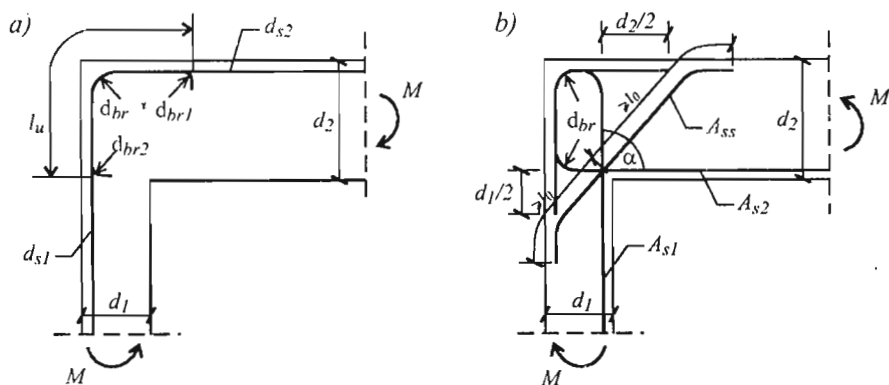
czony w słup na odcinek równy $30 \cdot d$ (liczony od dolnej krawędzi rygla), a pozostałe pręty należy przedłużać o odcinek $30 \cdot d$ poniżej punktu zakotwienia poprzednich prętów (rys.4.c).

Według zaleceń niemieckiej normy DIN1045 [6] (rys.5) zbrojenie narożnych węzłów ram należy realizować w zależności od kierunku momentu zginającego. W przypadku rozciągania zewnętrznych włókien przekroju (rys.5a) zakotwienie prętów rozciąganych rygla powinno następować w słupie oraz prętów słupa w rygla. W ten sposób powstaje połączenie na zakład prętów zbrojeniowych obu elementów. Na końcach zakotwień zastosowano haki. Długość zakładu oblicza się ze wzoru:

$$l_u = \alpha_u \cdot l_1 \quad (1)$$

gdzie długość zakotwienia l_1 wyznacza się ze wzoru: $l_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot l_0$. Wartości składników α_1 , α_A , l_0 zależą od typu zakotwienia, powierzchni zbrojenia obliczonego i przyjętego, średnicy prętów, naprężeń przyczepności.

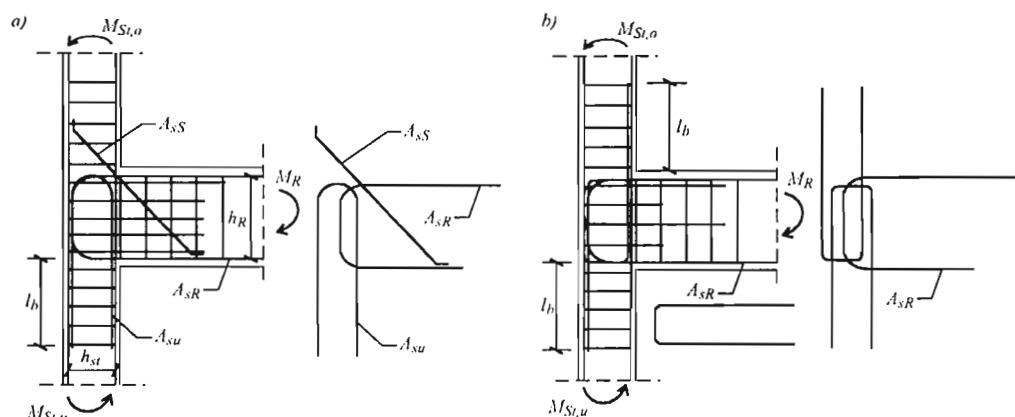
Gdy działa moment zginający rozwierający węzeł, niezbędne jest stosowanie dodatkowych prętów przekątniowych, zakotwionych zarówno w słupie jak i w belce (rys.5b) na długości l_0 licząc od miejsca przecięcia się w węźle dolnego zbrojenia belki z wewnętrznym zbrojeniem słupa.



Rys. 5. Sposób zbrojenia narożnego węzła ramy według pracy [6]: a) moment zginający zamykający węzeł, b) moment zginający rozwierający węzeł

W węzłach zewnętrznych ram autor pracy [4] wprowadził zbrojenie w postaci pętli. Pętle kotwiące wykonane z prętów zbrojeniowych zastosowano w

rygłu i w słupie zgodnie z rozwiązaniem przedstawionym na rys.6. Oprócz zbrojenia głównego słupów i rygli zastosowano także strzemiona poziome i pionowe oraz dodatkowe pręty przekątniowe.



Rys. 6. Zbrojenie zewnętrznych węzłów ramy proponowane w pracy [4]: a) pętle zbrojenia z dodatkowym prętem przekątniowym i strzemionami, b) zbrojenie pętlowe

Sposób konstruowania zbrojenia w narożnym zewnętrznym węźle ramy podano także w polskiej normie dotyczącej projektowania obiektów mostowych PN-91/S-10042 [9] (rys.7). Zastosowane rozwiązanie jest podobne do zalecanego przez normę niemiecką DIN1045, ale przyjęta długość zakotwienia jest większa. Zbrojenie rygla jest zakotwione w słupie, a zbrojenie słupa w ryglu. Kotwione zbrojenie zaleca się doprowadzić aż do miejsca zerowego momentu w obszarze węzła – odpowiednio w słupie i ryglu oraz przedłużyć poza to miejsce na odcinek równy l_b (wymaganą długość zakotwienia), który należy obliczać ze wzoru:

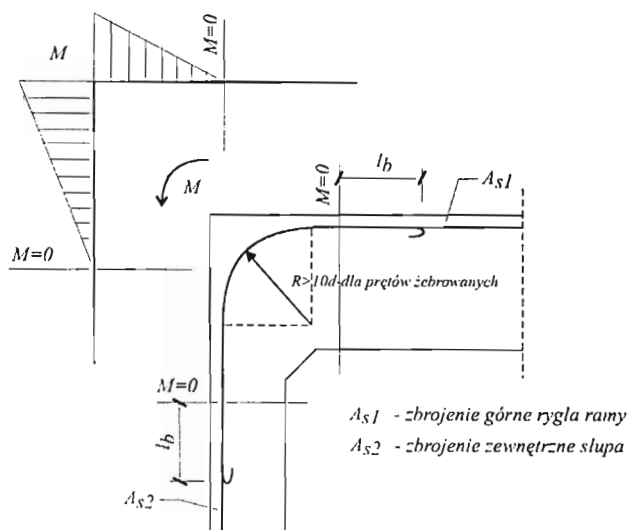
$$l_b = \delta \cdot l_{bo} \cdot \frac{A_{aobl}}{A_{arzecz}} \geq l_{bmin} \quad (2)$$

Podstawową długość zakotwienia pręta okrągłego określa wzór:

$$l_{bo} = \frac{d \cdot R_a}{4 \cdot R_p} \quad (3)$$

w którym:

d – średnica pręta,



Rys. 7. Schemat zbrojenia rozciąganego w narożnym węźle ramy [9]

R_a – obliczeniowa wytrzymałość stali,

R_p – obliczeniowa przyczepność betonu do prętów zbrojenia (f_{bd}),

δ – współczynnik zależny od stanu naprężeń w przecie zbrojenia i otaczającym betonie

Minimalna długość zakotwienia l_{bmin} określona w normie [9] wynosi:

- $30 \cdot d$ – dla prętów gładkich ściskanych,
- $25 \cdot d$ – dla prętów żebrowanych ściskanych,
- $50 \cdot d$ – dla prętów gładkich rozciąganych,
- $40 \cdot d$ – dla prętów żebrowanych rozciąganych,

Proponowany w normie [9] sposób kotwienia rozciąganych prętów zbrojenia słupa i rygla jest łąčeniem zbrojenia na zakład. Długość zakładu jest bardzo duża, gdyż pokrywa obszar występowania momentów ujemnych w słupie i ryglu i jest zwiększona o odcinki równe l_b poza zerowe punkty momentów w słupie i ryglu. W wyniku takiego sposobu kształtowania zbrojenia uzyskuje się zwiększoną wartość powierzchni zbrojenia w strefach rozciąganych. Przedłużanie tego zbrojenia o odcinki l_b poza zerowe punkty momentów jest zbędne,

gdyż w tych przekrojach elementów już występuje zbrojenie A_{s1} lub A_{s2} . Stosowanie proponowanego rozwiązania spowoduje prawie dwukrotne zwiększenie zbrojenia rozciąganego w obszarze węzła oraz zbędne zagęszczenie prętów.

W normach [7],[8] nie podano sposobu kotwienia prętów zbrojenia w zewnętrznych węzłach ram, zamieszczono natomiast wytyczne do określania potrzebnej długości zakotwienia prętów zbrojeniowych w betonie, uwzględniające czynniki szczegółowe, takie jak charakterystyka powierzchni prętów, charakterystyki wytrzymałościowe betonu i zbrojenia, stan naprężeń w obszarze zakotwienia.

3. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy stosowanych rozwiązań można stwierdzić, że sposób kotwienia zbrojenia w węzłach ram nie jest należycie i jednoznacznie określony. Stosowane długości zakotwienia prętów zbrojenia rozciąganego rygli w węzłach ram wykazują bardzo istotne różnice.

Autorzy niniejszego opracowania zaprogramowali przeprowadzenie badań laboratoryjnych przyczepności i zakotwienia rozciąganego zbrojenia rygli w zewnętrznych węzłach ram. Opracowane wyniki badań rozkładu naprężeń przyczepności na długości prętów oraz stanu zakotwienia zbrojenia w kolejnych etapach obciążenia będą podstawą do dokładniejszego poznania problemu oceny niezbędnej długości zakotwienia prętów zbrojenia rozciąganego rygli ram. Przedstawiona powyżej analiza stosowanych sposobów kotwienia prętów zbrojenia w węzłach zewnętrznych ram stanowi uzasadnienie potrzeby przeprowadzenia badań dotyczących tych problemów.

Literatura

- [1] Ischenko J.N.: *Zelezobetonnyje konstrukcii*. Wyd.2. Wyssaja Skola. Kijew. 1971.
- [2] Kobiak J.: *Błędy w konstrukcjach żelbetowych*. Arkady, Warszawa, 1971.
- [3] Kobiak J., Stachurski W.: *Konstrukcje żelbetowe*. T.3. Arkady, Warszawa, 1989.

- [4] Kordina K.: Über das Verformungsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken und -knoten. Beton und Stahlbetonbau 92. Heft 8. 1997.
- [5] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe. PWN, Warszawa, 1982.
- [6] DIN 1045. Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung. VII 1988. Bauth Verlag GmbH. Berlin. Köln
- [7] SNiP 1.03.01-84. Betonnyje i żelezobetonnyje konstrukcji. Gosstroj. Moskwa. 1989.
- [8] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

REINFORCING BARS ANCHORAGE IN THE FRAME EXTERIOR JOINTS

Summary: Paper presents review of reinforcing bars anchorage methods in the frame exterior joints. Methods applied in practice were analysed. The paper underlines the necessity further laboratory tests concerning problems of bond between concrete and steel bars as well as reinforcement anchorage in the frame joint

Key words: frame joint, reinforcing bars anchorage in concrete

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej Katedry Konstrukcji Betonowych i Murowych.

Dorota Małaszkievicz

WPŁYW SUPERPLASTYFIKATORÓW NA CIEPŁO HYDRATACJI WYBRANYCH CEMENTÓW POWSZECHNEGO UŻYTKU

Streszczenie. W artykule przedstawiono wyniki badania wpływu dwóch domieszek upłynniających na całkowite ciepło hydratacji po 48 godzinach twardnienia cementów oraz na szybkość wydzielania ciepła w tym okresie. Badania przeprowadzono dla trzech cementów powszechnego użytku: CEM I 42,5R, CEM II/A-V 32,5R, CEM III/A 32,5. Ciepło hydratacji cementów zostało określone metodą kalorymetrów różnicowych.

Słowa kluczowe. Ciepło hydratacji cementu, superplastyfikator, kalorymetria

1. Wstęp

Po wymieszaniu cementu z wodą rozpoczyna się złożony proces wiązania, określany terminem *hydratacja cementu*. W obecności wody zawarte w cemencie nietrwale bezwodne związki ulegają hydrolizie i hydratacji, dając hydraty krystaliczne i żelowe, które tworzą stopniowo stwardniałe tworzywo. Hydratacja składników cementu, podobnie jak wiele reakcji chemicznych, jest procesem egzotermicznym. Podczas hydratacji 1 g cementu wydzielą się do 500 J/g ciepła [1], a znajomość ilości ciepła wydzielającego się podczas hydratacji różnych cementów jest pożądana z uwagi na konieczność dobierania najwłaściwszego cementu do określonego celu. Samo ciepło hydratacji jest to ilość ciepła wyrażona w dżulach na gram nieuwodnionego cementu, wytwarzana przy pełnej jego hydratacji w określonej temperaturze. Do pomiaru ilości wydzielanego ciepła stosowane są różne techniki. Wydzielanie ciepła w krótkim czasie mierzone jest na ogół metodą termosową, a w dłuższym – w kalorymetrze adiabatycznym. Przez wiele lat najbardziej rozpowszechnioną metodą określania ciepła hydratacji do celów kontrolnych był pomiar ciepła rozpuszczania kolejno próbek zhydratyzowanego i niezhydratyzowanego cementu w mieszaninie kwasów: azotowego i fluorowodorowego. Różnica między dwiema uzyskanymi w ten sposób wartościami stanowi

ciepło hydratacji [2]. Metoda ta okazała się mniej dokładna przy określaniu ciepła hydratacji cementów pucolanowych i żużlowych [3]. W Polsce ciepło hydratacji cementu określa się metodą kalorymetrów różnicowych, opracowaną przez W. Zielenkiewicza [5]. Metoda ta jest dokładna, a ponadto pozwala rejestrować wydzielanie ciepła w założonym odcinku czasu od momentu dodania wody do cementu, oraz ciepło całkowite po określonym czasie.

Użyteczność oznaczania kalorymetrycznego polega na tym, że możliwe jest określenie przebiegu zmian w czasie wytwarzanej mocy cieplnej, tj. funkcji:

$$W(t) = \frac{dQ(t)}{dt} \quad (1)$$

gdzie:

Q – ilość ciepła wydzielonego,

t – czas.

Wyznaczenie tej funkcji stanowi o przydatności kalorymetru do badań kinetyki reakcji chemicznych [4].

Na podstawie pomiarów ciepła hydratacji można wnioskować o szybkości hydratacji i narastaniu wczesnych wytrzymałości zaczynu cementowego. Przebieg krzywej mikrokalorymetrycznej pozwala podzielić początkowe stadium hydratacji (trwające około 72 godziny) na 4 okresy:

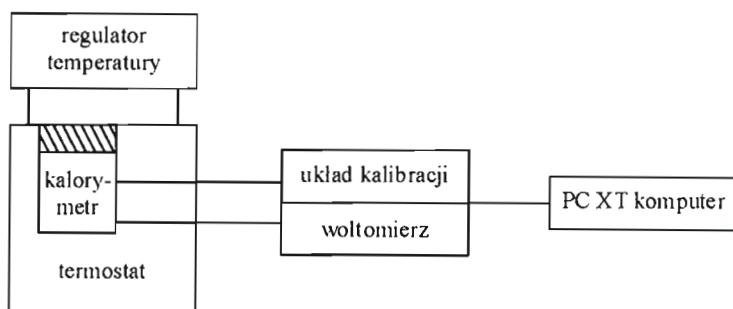
- I okres wstępny, przedindukcji, krótkotrwałej intensywnej hydratacji, o bardzo dużym wydzielaniu się ciepła i wzroście stężenia jonów wapniowych w roztworze;
- II okres indukcji, ograniczonej reaktywności, o bardzo małej ilości wydzielanego się ciepła (tzw. okres „uśpienia”);
- III okres wzrostu szybkości reakcji z wodą; przyspieszonej hydratacji towarzyszy wzrost szybkości wydzielania ciepła aż do osiągnięcia maksimum;
- IV okres zmniejszania się szybkości reakcji, mniejsze wydzielanie ciepła.

Domieszki chemiczne rozpuszczone w wodzie zarobowej mogą oddziaływać na kinetykę reakcji chemicznych, wpływając tym samym na jakość betonu.

2. Metoda badań

Kalorymetr jest to przyrząd do pomiaru ciepła wytworzonego w czasie badanej przemiany. W badaniach zastosowano układ kalorymetryczny wytworzony

przez Zakład Kalorimetrii Instytutu Chemii Fizycznej PAN, przedstawiony na rysunku 1 [6].



Rys. 1. Schemat układu kalorymetrycznego

Kalorymetr właściwy stanowi połączenie dwóch jednakowych stalowych naczyń kalorymetrycznych o pojemności około 30 cm³, przy czym jedno z nich jest naczyniem pomiarowym, a drugie naczyniem odniesienia w przypadku pomiaru różnicowego. Oba naczynia mogą być używane także niezależnie od siebie, gdy prowadzony jest pomiar bezwzględny. Naczynia kalorymetryczne przylegają ściśle do metalowej osłony wewnętrznej. Między tą osłoną a blokiem miedziowym, stanowiącym osłonę zewnętrzną kalorymetru, zamontowane są zestawy półprzewodnikowych ogniw termoelektrycznych, będących detektorami zmian temperatury naczyń kalorymetrycznych. Termostat cieczowy zaopatrzony jest w mieszadło napędzane silnikiem elektrycznym oraz w pompę, umożliwiającą zasilanie innych elementów cieczą termostatową. W celu dokładnej regulacji temperatury w termostacie zastosowano termometr platynowy, połączony z regulatorem temperatury PiD typu 650H sterowanym przystawką mocy typu 650-1. Termostat wyposażony jest w chłodnicę wodną, która jest łączona z siecią wodociagową i służy do odprowadzania nadmiaru ciepła za zewnątrz termostatu. Układ pomiaru, naboru i przetwarzania danych służący do odczytu i zapisu sygnału wyjściowego kalorymetru oraz obliczania ciepła całkowitego i mocy cieplnej składa się z woltomierza cyfrowego typu V542.1 i komputera IBM PC. Dokładność pomiaru siły termoelektrycznej wynosi 1 μV. Opracowany został program obliczeniowy „moc 4i542”, umożliwiający określanie efektów cieplnych metodą dynamiczną. Całkowity efekt cieplny $Q(t)$ obliczany jest według równania:

$$\frac{1}{\alpha} \cdot dQ(t) = \tau \cdot d\theta(t) + \theta(t)dt \quad (2)$$

a wydzielona moc cieplna $W(t)$ określana jest jako:

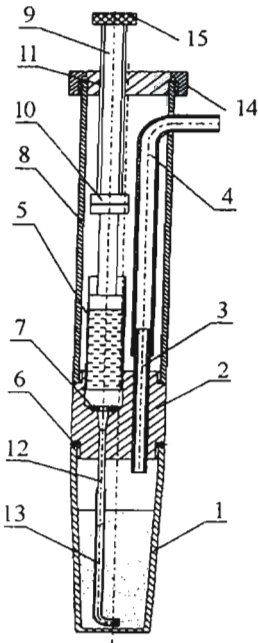
$$\frac{1}{\alpha} \cdot W(t) = \tau [d\theta(t)/dt] + \theta(t) \quad (3)$$

gdzie:

$\theta(t)$ – rejestrowany w pomiarze przebieg temperatury w czasie t wyrażony jako siła termoelektryczna półprzewodnikowych ogniw termoelektrycznych,

α i τ – odpowiednio współczynnik przejmowania ciepła i stała czasowa kalorymetru wyznaczone w pomiarze wzorcowym.

Na rysunku 2 przedstawiono naczynie kalorymetryczne wraz z urządzeniem do dozowania wody i odprowadzeniem do pompy próżniowej.



Rys. 2. Zestaw naczynia kalorymetrycznego z urządzeniem do dozowania wody i odprowadzeniem do pompy próżniowej: 1 – naczynie kalorymetryczne o pojemności 30 cm³, 2 – tuleja teflonowa, 3 – rurka do nasadzenia węża próżniowego, 4 – wąż próżniowy, 5 – strzykawka, 6 i 7 – uszczelki o-ring, 8 – osłona; 9 – nagwintowany pręt, 10 – przegub, 11 – gwint, 12 – igła strzykawki, 13 – metalowa kapilara

3. Materiały zastosowane do badań

Badania wykonano dla trzech rodzajów cementów: CEM I 42,5R, CEM II/A-V 32,5R, CEM III/A 32,5. Właściwości zastosowanych cementów zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Właściwości cementów zastosowanych do badań

Właściwość cementu	Jednostka	CEM I 42,5R	CEM II /A-V 32,5R	CEM III/A 32,5
Początek wiązania	min.	189	240	225
Koniec wiązania	min.	243	305	289
Zmiana objętości	mm	0,83	–	1,00
Wytrzymałość na ściskanie:				
po 2 dniach	MPa	28,6	13,5	–
po 7 dniach	MPa	–	–	11,9
po 28 dniach	MPa	58,5	42,2	45,5
analiza chemiczna:				
strata prażenia	%	2,75	< 5	2,35
część nierozpuszczalna w HCl	%	0,30	–	0,35
SO ₃	%	2,80	3,30	2,71
Cl ⁻	%	0,011	0,010	0,023

Do badań zastosowano dwa superplastyfikatory: SP1 na bazie naftalenów i SP2 na bazie poliakrylatów i naftalenów. Dozowano je do wszystkich cementów w takich samych proporcjach: 1,5% w stosunku do masy cementu. Wszystkie pomiary były wykonywane przy jednakowym wskaźniku $w/c = 0,5$.

4. Wyniki badań

W wyniku badań laboratoryjnych z zastosowaniem kalorymetru różnicowego otrzymano krzywe kalorymetryczne szybkości wydzielania ciepła w okresie pierwszych 60 minut i 48 godzin hydratacji cementu a także całkowitą ilość wydzielonego ciepła po 48 godzinach hydratacji. Rezultaty dla poszczególnych cementów zostały przedstawione na rysunkach 3, 4 oraz 5. Wartość wydzielonego ciepła po 48 godzinach hydratacji cementów i ekstremalne szybkości wydzielania ciepła w I i III okresie hydratacji zostały zamieszczone w tabeli 2.

Tabela 2.

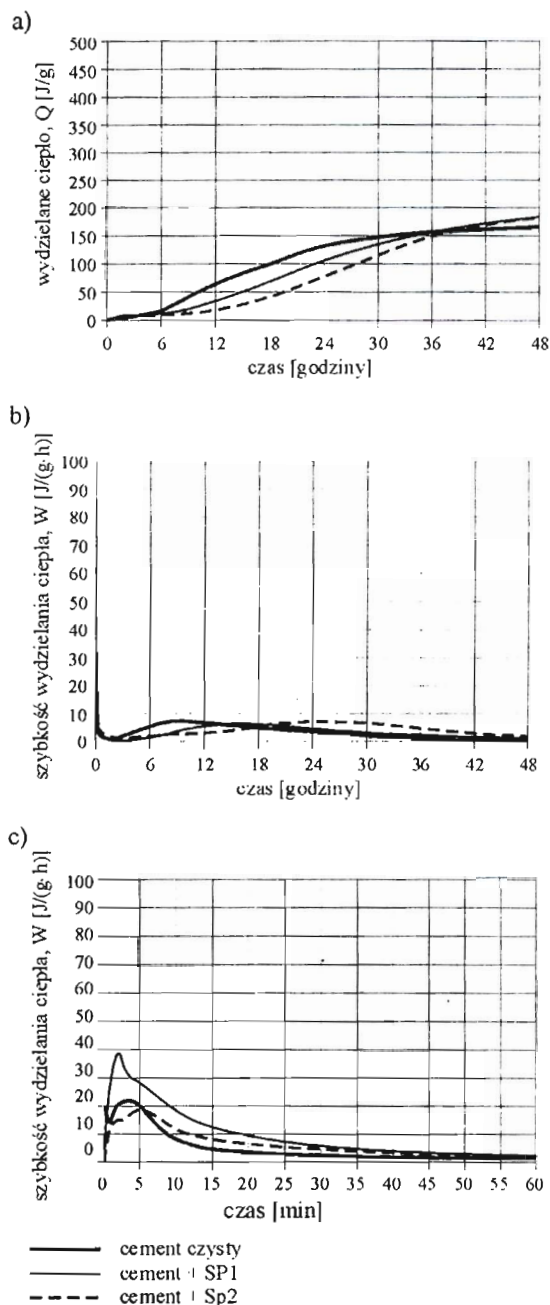
Wydzielone ciepło w ciągu pierwszych 48 godzin twardnienia cementów i ekstremalne szybkości wydzielania ciepła w I i III okresie hydratacji

Cement	Wydzielone ciepło Q po 48 h [J/g]	Szybkość wydzielania ciepła W [(J/g)/h]			
		Po czasie [h:min]	I maksimum	Po czasie [h:min]	II maksimum
CEM I 42,5R	269	0:01	138,2	9:08	14,8
CEM I 42,5R + SP1	250	0:02	134,1	17:08	9,6
CEM I 42,5R + SP2	251	0:02	114,6	20:01	9,4
CEM II/A-V 32,5R	169	0:03	22,2	9:45	8,0
CEM II/A-V 32,5R + SP1	190	0:02	38,0	15:40	6,5
CEM II/A-V 32,5R + SP2	186	0:06	19,0	24:18	6,8
CEM III/A 32,5	219	0:02	37,6	8:34	10,3
CEM III/A 32,5 + SP1	169	-	-	20:36	5,69
CEM III/A 32,5 + SP2	167	0:02	59,2	30:59	5,21

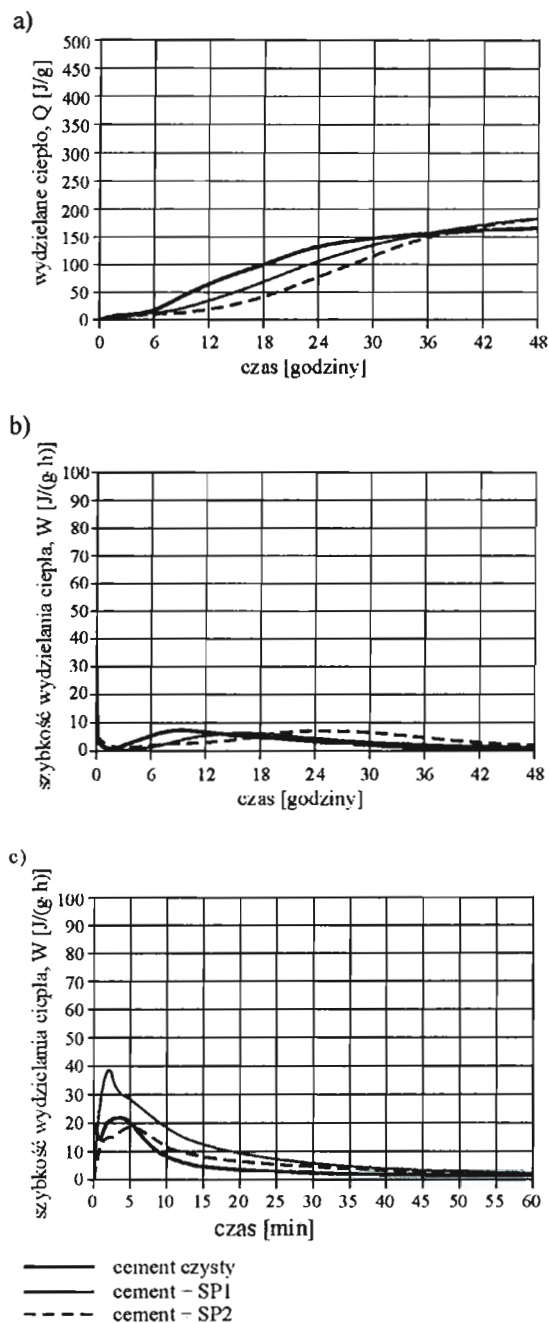
Rezultaty badań wskazują na wpływ zastosowanych domieszek na ciepło hydratacji cementów. W przypadku cementu CEM I całkowite ciepło wydzielone po 48 godzinach jest o około 7% mniejsze w przypadku próbek z domieszkami w porównaniu z próbkami czystego cementu. Zasadniczo inny jest przebieg szybkości wydzielania ciepła poszczególnych próbek. W przypadku zastosowania domieszek wydłużył się znacznie okres indukcji, a drugie ekstremum przesunęło się o 8 i 11 godzin odpowiednio dla domieszki SP1 i SP2. Maksymalna szybkość wydzielania ciepła w tej fazie hydratacji jest mniejsza – odpowiednio o 35% i 36%.

W przypadku cementu CEM II całkowite ciepło wydzielone po 48 godzinach jest większe o 12,4% i 10,1% odpowiednio dla próbek z domieszką SP1 i SP2 w stosunku do czystego cementu. Maksymalne wartości w trzeciej fazie hydratacji są odpowiednio mniejsze o 18,8% i 15%. Również, tak jak w przypadku CEM I, wydłużeniu uległ okres indukcji i drugie ekstremum uległo opóźnieniu, odpowiednio, o około 6 i aż 14,5 godziny.

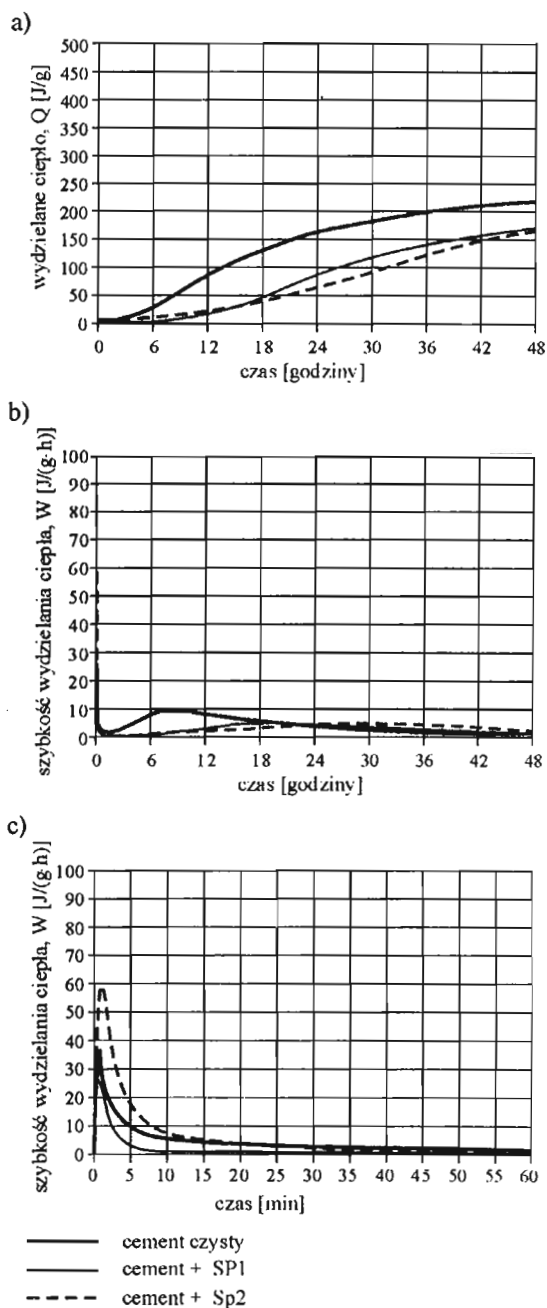
W przypadku cementu CEM III całkowite ciepło wydzielone po 48 godzinach jest mniejsze o 22,8% i 23,7% odpowiednio dla próbek z domieszką SP1 i SP2 w stosunku do czystego cementu. Maksymalne wartości w trzeciej fazie hydratacji są odpowiednio mniejsze o 44,7% i 49,4%. Wydłużeniu uległ okres indukcji, a drugie ekstremum uległo opóźnieniu odpowiednio o około 12 i 22,5 godziny.



Rys. 3. Krzywe kalorymetryczne przebiegu hydratacji cementu CEM I 42,5 R czystego i z superplastyfikatorami: a) wydzielone ciepło, b) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 48 godzin, c) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 60 minut



Rys. 4. Krzywe kalorymetryczne przebiegu hydratacji cementy CEM II A/V 32,5 R czystego i z superklastyfikato-rami: a) wydzielone ciepło, b) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 48 godzin, c) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 60 minut



Rys. 5. Krzywe kalorymetryczne przebiegu hydratacji cementu CEM III A 42,5 czystego i z superplastyfikatorami: a) wydzielone ciepło, b) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 48 godzin, c) szybkość wydzielania ciepła w czasie pierwszych 60 minut

5. Wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, że obie zastosowane domieszki upłynniające wywarły istotny wpływ na ciepło hydratacji cementów w pierwszych 48 godzinach twardnienia. Wprawdzie suma wydzielonego ciepła w przypadku czystych cementów CEM I i CEM II po 48 godzinach hydratacji nieznacznie się różni od ilości ciepła wydzielonego przez próbki z domieszkami, ale zasadniczej zmianie uległ przebieg wykresu szybkości wydzielania ciepła. Obie domieszki wydłużyły okres indukcji. Wykres szybkości wydzielania ciepła w III okresie wzrostu szybkości reakcji z wodą ma łagodniejszy przebieg w przypadku próbek z domieszkami, a ekstremum następuje znacznie później. Domieszki zastosowane do cementu hutniczego spowodowały zarówno zmniejszenie całkowitego ciepła wydzielonego w czasie pierwszych 48 godzin hydratacji, jak i wydłużyły okres indukcji i zmniejszyły szybkość wydzielania ciepła w III okresie hydratacji.

Zjawiska cieplne towarzyszące hydratacji cementu mają duże znaczenie szczególnie w budownictwie hydrotechnicznym, drogowym, mostowym, a także podczas wykonywania robót betonowych w warunkach obniżonej temperatury, w warunkach zimowych i w okresie letnim. Znajomość wpływu domieszek na szybkość wydzielania ciepła pozwoli na właściwy dobór składników betonu do określonego zastosowania.

Literatura

1. **Kurdowski W.:** *Chemia cementu*, PWN, Warszawa, 1991.
2. **Neville A. M.:** *Właściwości betonu*, Polski cement, Kraków, 2000.
3. **Peukert S.:** *Cementy powszechnego użytku I specjalne*, Polski Cement, Kraków, 2000.
4. **Zielenkiewicz W.:** *Pomiary efektów cieplnych – metody i zastosowania*, PAN Centrum Upowszechniania Nauki, 2000.
5. **Zielenkiewicz W., Krupa T.:** *Kalorymetria i termochemia cementu*, I Krajowa Konferencja Kalorymetrii PAN, Zakopane, 1973.
6. **Zielenkiewicz W., Kamiński M.:** *A Conduction Calorimeter for Measuring the Heat of Cement Hydration in the Initial Period*, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 2001.

INFLUENCE OF SUPERPLASTICIZERS UPON HYDRATION HEAT OF SELECTED CEMENTS

Summary: The paper reports experimental results of the influence of two superplasticizers upon the total cement hydration heat after 48 hours of hydration and upon the rate of heat emission in this period. Examinations were made on three types of cement: CEM I 42,5R, CEM II/A-V 32,5R, CEM III/A 32,5. The measurements were made using a conduction calorimeter.

Key words: cement hydration heat, superplasticizers, calorimetry

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/02.

Vadim Nikitin, Michał Bołtryk, Beata Backiel-Brzozowska

OCENA ZALEŻNOŚCI NASIĄKLIWOŚCI MATERIAŁÓW CERAMICZNYCH OD WYBRANYCH PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH

Streszczenie: W pracy autorzy prezentują wielomianowy model eksperymentalno-statystyczny, umożliwiający przeprowadzenie ilościowej oceny wpływu maksymalnej temperatury i czasu trwania wypału oraz ilości i składu ziarnowego dodatku piasku w masie gliniastej na wartość nasiąkliwości tworzywa ceramicznego. Model dostatecznie dokładnie interpretuje rezultaty wzajemnych oddziaływań rozpatrywanych czynników i daje możliwość realizowania różnorodnych zagadnień inżynierskich i obliczeń prognozujących.

Słowa kluczowe: ceramika budowlana, nasiąkliwość, modelowanie

1. Wstęp

Cechy techniczne wyrobów ceramiki ściennej, takie jak wytrzymałość mechaniczna, mrozoodporność, przewodność cieplna, przepuszczalność wilgoci, pary i powietrza, przyczepność do zaprawy zależą od struktury czerepu ceramicznego. Wartość nasiąkliwości w sposób jakościowy wskazuje na porowatość oraz stopień spieczenia materiałów ceramicznych. W związku z tym istotna staje się umiejętność regulowania wartości nasiąkliwości materiału ceramicznego w procesie produkcji ceramicznych wyrobów ściennych. Rozwiązaniem konkretnego zagadnienia praktycznego jest w teorii analizy odpowiedni model matematyczny.

W pracy autorzy publikują wielomianowy model eksperymentalno-statystyczny, umożliwiający przeprowadzenie ilościowej oceny wpływu maksymalnej temperatury i czasu trwania wypału oraz ilości i składu ziarnowego dodatku piasku w masie gliniastej na wartość nasiąkliwości tworzywa ceramicznego. Charakterystykę obiektu badawczego, skład granulometryczny, mineralogiczny i chemiczny iłu oraz jego cechy techniczne a także skład ziarnowy piasku, wybór liczb oraz poziomu zmienności czynników niezależnych, strukturę modeli matema-

tycznych i plan eksperymentu umożliwiające uzyskanie efektywnej oceny parametrów wybranego modelu rozpatrzono szczegółowo w publikacji prezentującej rezultaty badań wytrzymałości na ściskanie ceramiki ścienniej [1]. W pracy główną uwagę zwrócono na analizę wyników eksperymentu uzyskanych po przeprowadzeniu badań nasiąkliwości próbek materiału ceramicznego.

2. Analiza wyników badania nasiąkliwości próbek

Plan eksperymentu oraz uzyskane wartości nasiąkliwości próbek ceramicznych mających postać sześciianu o długości krawędzi 50 mm pokazano w tabeli 1.

Tabela 1.

Plan eksperymentu oraz uzyskane wyniki nasiąkliwości próbek (% , wagowo)

Numer próbki	X_1	X_2	X_3	Z_1	Z_2	Z_3	Z_1, Z_2	Z_1, Z_3	Z_2, Z_3	Z_1, Z_2, Z_3
	[°C]	[godz.]	[%]	1	1	1	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}, \frac{1}{3}, \frac{1}{3}$
1	1080	1	5	7,10	8,30	6,55	7,77	7,63	7,78	8,15
2	900	1	5	15,43	15,89	15,89	15,84	16,19	15,90	16,43
3	1080	3	5	5,92	5,19	5,33	5,56	5,29	6,29	6,04
4	900	3	5	16,00	15,94	16,43	15,87	16,58	17,05	16,91
5	1080	1	25	7,69	8,02	10,46	9,82	10,21	10,73	9,45
6	900	1	25	14,53	14,59	14,75	14,79	14,77	14,92	14,89
7	1080	3	25	4,62	7,56	6,61	7,25	7,70	6,48	6,90
8	900	3	25	14,34	14,74	14,66	14,60	14,87	14,92	14,73
9	900	2	15	15,33	15,00	15,80	15,18	15,49	15,88	15,11
10	1080	2	15	6,67	5,87	7,04	5,50	6,49	6,49	7,12
11	990	1	15	13,31	12,87	12,34	14,42	12,71	12,98	16,68
12	990	3	15	13,03	12,20	11,79	13,61	12,92	12,57	16,02
13	990	2	5	12,42	14,11	15,37	15,24	11,10	13,77	16,86
14	990	2	25	12,26	13,82	14,39	15,34	15,29	14,95	14,89

Czynniki zmienne zidentyfikowano w następujący sposób: X_1 – maksymalna temperatura wypału, °C; X_2 – czas wypału w maksymalnej temperaturze, h ; X_3 – procentowa zawartość dodatku piasku w mieszance ceramicznej, % wagowo w odniesieniu do łącznej masy suchych składników; Z_1 – drobna frakcja piasku o wymiarze ziaren do 0,25 mm; Z_2 – średnia frakcja piasku o wymiarze ziaren 0,25–0,5 mm; Z_3 – gruba frakcja piasku o wymiarze ziaren 0,5–1 mm. Dla czyn-

ników Z_i , charakteryzujących granulometrię piasku spełniono równość $\sum_{i=1}^3 Z_i = 1$.

Wszystkie $N = 98$ próbek rozpatrywanego planu eksperymentu wykonano dwukrotnie ($n = 2$), z wykorzystaniem zasady randomizacji, zgodnie z którą od nowa przeprowadzano wszystkie operacje związane z przygotowaniem powtórnych prób. Dokładniej zagadnienie randomizacji opisano w pracy Voznesenskogo [2].

Każda próbka o numerze u ($u = 1, 2, \dots, N$) charakteryzowała się średnim wynikiem dwóch powtórzeń y_u , co pokazano w tabeli 1 oraz dyspersją:

$$s_{y_u}^2 = \frac{\sum_{u=1}^N (y_{u_i} - y_u^{sr.})^2}{n-1}, \quad (2.1)$$

o stopniach swobody $\nu_u = n - 1 = 1$.

Hipotezę o jednorodności tych dyspersji sprawdzono za pomocą G -kryterium Kohrena. Do obliczenia wartości G posłużono się wzorem:

$$G^{obl.} = \frac{s_{\max}^2}{\sum_{u=1}^N s_{y_u}^2}, \quad (2.2)$$

w którym $s_{\max}^2$ jest maksymalną dyspersją ze wszystkich $N = 98$ prób.

Hipotezę o jednorodności rozpatrywanych dyspersji przyjęto po spełnieniu nierówności $G^{obl.} = 0,094 < G^{tabl.} = 0,127$, gdzie $G^{tabl.}$ to wartość G -kryterium, przyjęta na podstawie tablic statystycznych, przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$, liczbie stopni swobody $\nu_u = n - 1 = 1$ i liczbie prób $N = 98$.

Sformułowane warunki dały podstawę do przeprowadzenia oceny dyspersji błędu eksperymentu ważnej w dalszej analizie statystycznej:

$$s_{y^{sr.}}^2 = \frac{\sum_{u=1}^N s_{y_u}^2}{N \cdot n} = 1,337, \quad (2.3)$$

o $\nu = 98$ stopniach swobody i odchyleniu standardowym $s_{y^{sr.}} = 1,156$. Po przeanalizowaniu danych tabeli 1 ustalono, że średnie wartości nasiąkliwości $y_u^{sr.}$ ($u = 1, 2, \dots, 98$) zmieniają się w przedziale od 4,61 do 16,91%. Jednocześnie

wartości rozstępów $R = y_{u_{\max}}^{sr.} - y_{u_{\min}}^{sr.}$ każdej kolumny tabeli 1, wyrażające wpływ czynników X_i ($i = 1, 2, 3$), zmieniają się w przedziale od 9,39 do 10,87% i znacząco przewyższają odchylenie standardowe $s_{y_u^{sr.}} = 1,156\%$. Wartości czternastu rozstępów, obliczone na podstawie danych zamieszczonych w poszczególnych wierszach tabeli, mieszczą się w przedziale 0,58–5,75% i tylko połowa przewyższa odchylenie standardowe. Fakt ten wskazuje na słabszy wpływ czynników Z_i na nasiąkliwość materiału ceramicznego. Taka wstępna analiza danych eksperymentu potwierdza, że zmienne czynniki X_i i Z_i przynoszą statystycznie znaczące efekty i dlatego budowanie eksperymentalno-statystycznego modelu wielomianowego, opisującego wpływ zmiennych czynników na nasiąkliwość próbek ceramicznych, ma sens.

3. Model wielomianowy oraz sprawdzenie adekwatności modelu

Model budowano według schematu, którego pierwszym etapem była aproksymacja danych eksperymentalnych każdej kolumny tabeli, uzyskanych po zbadaniu próbek o stałym składzie granulometrycznym dodatku piasku i zróżnicowanym poziomie wartości czynników X_i , wielomianem kwadratowym w postaci:

$$\hat{y}_k = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2, \quad (3.1)$$

gdzie $x_1 = \frac{X_2 - 990}{90}$; $x_2 = X_2 - 2$; $x_3 = \frac{X_3 - 15}{10}$ są kodowanymi czynnikami zmiennymi. Przy takim kodowaniu wartości dolnego, średniego i górnego poziomu naturalnych czynników X_i odpowiadają wartościom -1, 0, +1 kodowanych czynników x_i .

Jako przykład rozpatrzono wielomian (3.1), aproksymujący dane eksperymentalne ostatniej kolumny tabeli 1, które uzyskano po zbadaniu próbek z dodatkiem piasku o składzie frakcyjnym $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 1/3$.

Posługując się najczęściej wykorzystywaną procedurą MNK, obliczono wartości współczynników równania regresji (3.1). Następnie, wykorzystując kryterium t -Studenta ($t_{0,05;98} = 1,99$), którego wartość ustalono na podstawie tablic

statystycznych, przy wybranym poziomie istotności $\alpha = 0,05$, liczbie stopni swobody $\nu = 98$ i dyspersji $s_{y.sr.}^2 = 1,337$, sprawdzono hipotezę istotności tych współczynników. Ustalono, że wśród współczynników równania (3.1) za istotne statystycznie można uznać tylko współczynniki b_0, b_1, b_{13}, b_{11} . Równanie regresji, włączające tylko istotne współczynniki, zapisano następująco:

$$\hat{y} = 16,11 - 4,04x_1 + 0,73x_1x_3 - 4,54x_1^2. \quad (3.2)$$

Hipotezę o adekwatności tego modelu sprawdzono przy porównywaniu charakterystyki precyzyjności modelu z błędem eksperymentu. Do określenia precyzyjności modelu wykorzystano ostateczną dyspersję lub dyspersję adekwatności:

$$s_{ad}^2 = \frac{\sum_{u=1}^{N_k} (y_u^{sr.} - \hat{y}_u)^2}{\nu_1}, \quad (3.3)$$

gdzie $y_u^{sr.}$ i $\hat{y}_u$ są to wartości nasiąkliwości u -tej próby, wyznaczone eksperymentalnie jako średnia arytmetyczna dwóch powtórnych próbek i obliczone według równania (3.2); N_k – liczba próbek (elementów kolumny tablicy 1) równa 14; ν_1 to liczba stopni swobody, wyznaczona jako różnica $\nu_1 = N_k - p = 10$, gdzie p oznacza liczbę współczynników modelu (3.2) ($p = 4$).

Najczęściej hipotezę o adekwatności modelu sprawdza się wykorzystując F -kryterium Fishera. Wartość obliczeniową wyznaczono jako stosunek dyspersji uzyskanych przy stopniach swobody $\nu_1 = 10$ i $\nu = 98$. Adekwatności modelu (3.2) potwierdzono poprzez spełnienie nierówności:

$$F_{\nu_1, \nu} = \frac{s_{ad}^2}{s_{y.sr.}^2} = \frac{0,883}{1,337} = 0,66 < F_{0,05; 10; 98}^{tabl.} = 1,95 \quad (3.4)$$

w której wartość $F_{0,05; 10; 98}^{tabl.} = 1,95$ ustalono na podstawie tablic statystycznych przy wybranym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ i stopniach swobody licznika $\nu_1 = 10$ i mianownika $\nu = 98$. Autorzy wykazują, że model (3.2) dostatecznie precyzyjnie aproksymuje dane eksperymentu, na podstawie których został zbudowany.

Ponadto wyznaczono jeszcze jedną dyspersję:

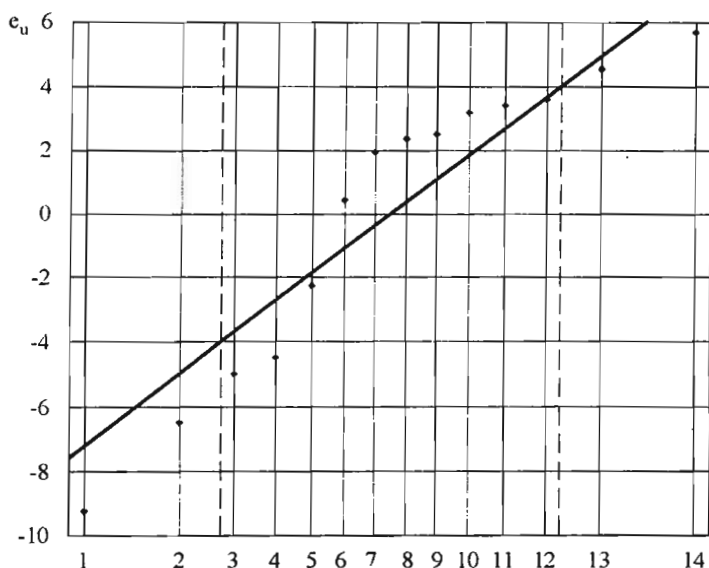
$$\delta^2 = \frac{\sum_{u=1}^{N_k} (y_u^{sr} - \bar{y}^{sr})^2}{N_k - 1}, \quad (3.5)$$

charakteryzującą rozrzut danych eksperymentu y_u^{sr} kolumny tabeli w stosunku

do ich średniej arytmetycznej: $\bar{y}^{sr} = \frac{\sum_{u=1}^{N_k} y_u^{sr}}{N_k}$, i dyspersyjny stosunek

$\gamma = \frac{\delta^2}{s_{ost}^2} = 85,4$, którego wartość według pracy [3] świadczy o tym, że model

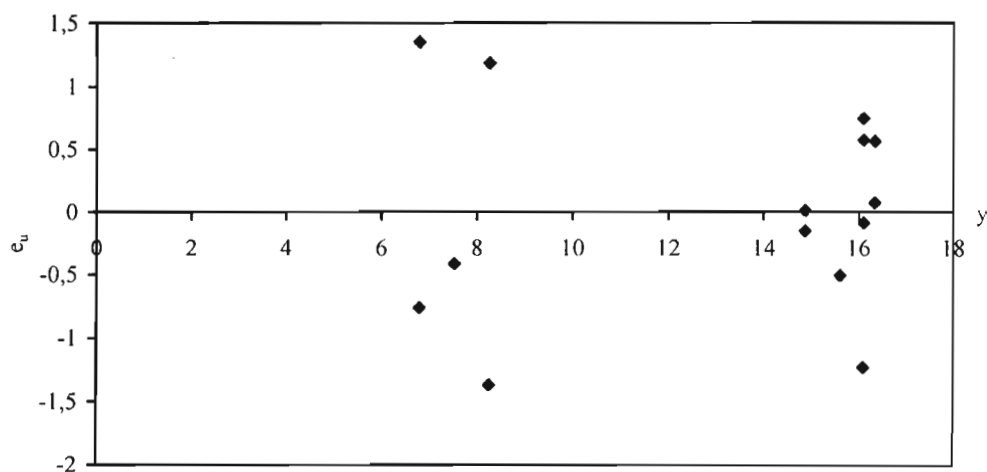
(3.2) charakteryzuje się wysoką zdolnością informowania i jego budowanie miało sens.



Rys. 1. Empiryczny skumulowany rozkład reszt równania (3.4)

Stosując metodę opisaną w pracy [4], reszty $e_u = y_u^{sr} - \hat{y}_u$ równania (3.2) rozmieszczono na normalnej siatce 14 reszt (rys. 1). Pionowe, przerywane linie na tym rysunku ograniczają przedział 2σ dla rozkładu normalnego (σ – odchy-

lenie standardowe). Komplet reszt w przybliżeniu rozkłada się wokół linii prostej, dlatego nie ma podstawy do odrzucenia hipotezy o normalności wyliczonej wartości $y_u^{sr.}$. Ponadto na podstawie rozkładu reszt na normalnej siatce wyznaczono kolejną ocenę odchylenia standardowego, która w przybliżeniu jest równa 0,93, co stanowi wartość mniejszą od wyznaczonej wcześniej $s_{y^{sr.}}^2 = 1,156$.



Rys. 2. Zależność reszt e_u od obliczonych wartości $\hat{y}$

Na rysunku 2 pokazano diagram Enskomba-Tiuki [4], z którego wynika, że pomiędzy resztami e_u i odpowiadającymi im wartościami $\hat{y}_u$ nie ma wyraźnego związku. W ten sposób główna hipoteza analizy regresyjnej o normalności danych eksperymentalnych $y_u^{sr.}$ i niezależności dyspersji $s_{y^{sr.}}^2$ od absolutnej wartości $y_u^{sr.}$ została udowodniona. Wnioski statystyczne sformułowane podczas budowania modelu (3.2) można więc uznać za prawidłowe.

Model (3.2) wyraża zależność nasiąkliwości próbki od temperatury wypału i ilości dodatku piasku w masie ceramicznej. Mniejszy efekt kodowanego współczynnika x_1 (współczynnik $b_1 = -4,04$) pokazuje, że wzrost temperatury wypału powoduje zmniejszenie nasiąkliwości. Przy najmniejszej ilości dodatku piasku ($x_3 = -1$) mniejszy liczbowy efekt czynnika x_1 wzrasta, a przy największej ilości dodatku piasku $x_3 = +1$ maleje. Po dodaniu kwadratowego efektu czynnika x_1 ($b_{11} = -4,54$) zależność nasiąkliwości od maksymalnej temperatury wypału staje się niejednoznaczna. Początkowo wraz ze wzrostem temperatury od 900°C

($x_1 = -1$) w przybliżeniu do 940°C ($x_1 \cong -0,4$) nasiąkliwość próbek wzrasta, natomiast przy dalszym wzroście temperatury następuje obniżenie jej wartości. Zjawisko to można wyjaśnić tym, że przy temperaturze $900\text{--}950^\circ\text{C}$ dodatek węgla wapnia i żelaza oraz wtrąceń organicznych sprzyja intensywnemu wydzielaniu gazu, który powoduje wzrost porowatości materiału ceramicznego.

Po rozpatrzeniu danych eksperymentalnych kolejnych sześciu kolumn tabeli 1 zbudowano jeszcze 6 modeli typu (3.2), włączających współczynniki b_0 , b_1 , b_{13} i b_{11} . Wartości w poszczególnych kolumnach zmieniały się (w największym stopniu b_0 i b_{11}), co potwierdzało zależność od czynników Z_i . Zależności $b(Z_i)$ opisano sprowadzonymi wielomianami trzeciego stopnia:

$$b_{(0,i,j,ii)} = \beta_1 Z_1 + \beta_2 Z_2 + \beta_3 Z_3 + \beta_{12} Z_1 Z_2 + \beta_{13} Z_1 Z_3 + \beta_{23} Z_2 Z_3 + \beta_{123} Z_1 Z_2 Z_3, \\ (i, j = 1, 2, 3; b_{ij}, i < j). \quad (3.6)$$

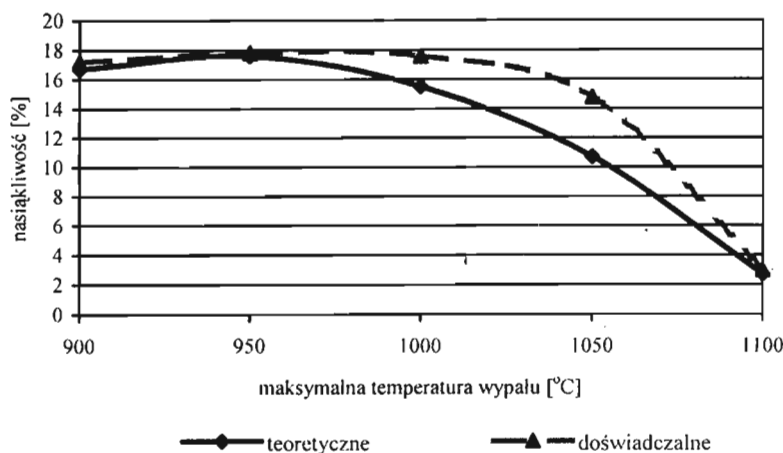
Ostatecznie model umożliwiający wyznaczenie nasiąkliwości próbek ceramicznych przybrał postać:

$$\hat{y} = 12,75 Z_1 + 13,25 Z_2 + 13,5 Z_3 + 6,6 Z_1 Z_2 + 59,6 Z_1 Z_2 Z_3 - 4,12 x_1 + \\ + (0,23 Z_1 + 0,58 Z_2 + 1,01 Z_3 + 1,43 Z_1 Z_2 + 1,57 Z_1 Z_3 - 5,46 Z_1 Z_2 Z_3) x_1 x_3 - \\ - (2 Z_1 + 2,14 Z_2 + 2,12 Z_3 + 4,62 Z_1 Z_2 - 2,28 Z_1 Z_3 - 1,14 Z_2 Z_3 + 60,1 Z_1 Z_2 Z_3) x_1^2 \quad (3.7)$$

Oceniając zdolności prognozujące modelu (3.7) wykorzystano dane doświadczalne prób przeprowadzonych poza planem eksperymentu. Wykonano 7 powtórnych prób przy następujących parametrach zmiennych: $x_1 = -2/3$ (930°C), $x_3 = +1$ (25% piasku), $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 1/3$. Średnia wartość nasiąkliwości 7 próbek powtórnych wyniosła $y^{sr} = 15,7\%$. Po podstawieniu kodowanych wartości czynników $x_1 = -2/3$, $x_3 = 1$ do modelu (3.7) wyznaczono $\hat{y} = 16,4$. Wartość odchylenia obliczonej wartości nasiąkliwości od eksperymentalnych wyniosła 0,7%, a poziom odchylenia standartowego $s_{y, sr}^2 = 1,16$, co świadczy o przydatności modelu (3.7) do obliczeń prognozujących.

Wyznaczono również nasiąkliwość próbek przygotowanych z masy ceramicznej z dodatkiem 5% piasku ($x_3 = -1$) o składzie granulometrycznym $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 1/3$ oraz wypale zmieniającym się w przedziale $900\text{--}1100^\circ\text{C}$ co 50°C . Dla tych warunków obliczono wartość nasiąkliwości próbek według mo-

delu (3.7). Porównanie wartości eksperymentalnych i teoretycznych pokazano na rysunku 3, z którego także wynika, że model ma właściwości prognozujące.



Rys. 3. Porównanie teoretycznych i doświadczalnych wartości nasiąkliwości próbek przy zmiennej temperaturze wypalu

4. Zakończenie

Wykonane badanie wykazało, że parametry wypalu oraz ilość dodatku piasku i jego skład granulometryczny wpływają na nasiąkliwość ceramiki ściennej w różnym stopniu. Zbudowane modele eksperymentalno-statystyczne obrazują wyniki wzajemnych oddziaływań rozpatrywanych czynników i umożliwiają rozwiązywanie różnorodnych zagadnień inżynierskich, takich jak obliczenia prognozujące. W zagadnieniach technologicznych obliczenia prognozujące mogą mieć zastosowanie przy wyborze warunków optymalnych z uwagi na wytrzymałość na ściskanie wyrobów. W przypadku ceramiki ściennej istnieje potrzeba wyjaśnienia czy przy pożądanej wytrzymałości nasiąkliwość wyrobów nie obniża się przekraczając wartość progową. Ponieważ nasiąkliwość charakteryzuje strukturę porowatości materiału, to eksperymenty numeryczne na modelu (3.7) mogą być zastosowane przy ocenie trwałości wyrobów oraz ich właściwości izolacyjnych.

Literatura

- [1] **Backiel-Brzozowska B., Bołtryk M., Nikitin V.:** *Modelowanie związków pomiędzy niektórymi czynnikami technologicznymi oraz wytrzymałością na ściskanie ceramiki ściennej*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo” nr 23, 2003.
- [2] **Voznenskij V. A.:** *Statističeskije metody planirovanija eksperimenta v tehnikoékonomičeskich issledovanijah*, Moskwa, Finansy i statistika, 1981.
- [3] **Ruzinov L. P., Slobodčikova R. I.:** *Planirovanije eksperimenta b himii i himičeskoj technologii*, Moskwa, Himija, 1980.
- [4] **Deniel K.:** *Primenenie statistiki v promyšlennom éksperimente*, Moskwa, Mir, 1979.

EVALUATION OF DEPENDENCE BETWEEN CHOSEN TECHNOLOGICAL PARAMETERS AND WATER ABSORPTION OF BUILDING CERAMICS

Summary: Experimental-statistical models have been developed in this work. These models allow to determinate the amount and grain size of weakening admixture in the form of sand and they also allow to determinate parameters of thermal treatment of ceramics mixture for which demanded values of water absorbability.

Key words: wall ceramics, water absorbability, modeling

Jerzy Obolewicz

BEZPIECZEŃSTWO PRACY W BUDOWNICTWIE

Streszczenie: W artykule scharakteryzowano bezpieczeństwo pracy w budownictwie. Nawiązując do przeszłości podkreślono konieczność uwzględnienia współczesnych wymagań odnoszących się do bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Autor rozpoczyna tym artykułem cykl poświęcony zarządzaniu bezpieczeństwem i higieną pracy według norm PN-N-18000.

Kluczowe słowa: bezpieczeństwo, praca, budownictwo, zarządzanie

Wyzwania rozwojowe, współczesnego cywilizowanego świata, w mniejszym stopniu odnoszą się do wynalazków i nowej techniki, w większym zaś do sprawności i skuteczności ich bezpiecznego wykorzystywania w praktyce dnia codziennego.

Nic zatem dziwnego, że problematyka bezpieczeństwa jest przedmiotem coraz powszechniejszego zainteresowania i w rezultacie coraz ostrzejszej krytyki. Bezpieczeństwo pracy, rozumiane jako ogół środków i urządzeń wpływających na stworzenie odpowiednich warunków pracy, tzn. takich, które eliminują zagrożenie życia lub zdrowia zatrudnionych i usuwają lub ograniczają szkodliwości związane z procesem i środowiskiem pracy, staje się zagadnieniem co najmniej pilnym.

W budownictwie w sposób szczególny wszystko, co złe, co nieefektywne, przypisuje się niedostatkom pracy, traktowanej zarówno podmiotowo jak i czynnościowo. Różnorodność i wieloetapowość obiektu budowlanego i technik jego tworzenia z góry wykluczają jakieś jedynie słuszne pomysły, które mogłyby raz na zawsze uzdrowić sytuację. Organizacja pracy nie przychodzi też do budownictwa z zewnątrz i nie jest narzucana bezwzględny reżim procesu technologicznego, tak jak to się dzieje w produkcji fabrycznej. Tutaj źródłem informacji jest każde stanowisko pracy na budowie. Zmienność akcji, miejsca i czasu poczynania pracowników zmusza wręcz do ciągłego myślenia, do ciągłej analizy war-

tości i racjonalności działań. Właściwie zorganizowana i kierowana budowa jest podstawą bezpiecznej i efektywnej pracy.

Bezpieczna droga rozwoju budownictwa jest możliwa dzięki obiektywnemu poznaniu istoty „trudnych” zjawisk bezpieczeństwa wykonywanej pracy. Zorganizowanie tej pracy poprzez zrozumienie naturalnej logiki procesów przebiegających w praktyce zmierza ostatecznie do wykształcenia wśród pracowników budownictwa naturalnych reakcji na bezpieczeństwo i zachęca do ciągłego ulepszania warunków pracy. Tworzy się wtedy w sposób naturalny system zarządzania bezpieczeństwem pracy. System ten powinien być zgodny z ogólnie z przyjętymi w świecie, w tym w Unii Europejskiej, standardami bezpieczeństwa pracy. W innym przypadku nie będzie rozumiany przez wszystkich w jednakowy sposób.

W systemie takim pracodawcy będą gwarantować pracę bezpieczną i ergonomiczną, a działalność gospodarcza będzie prowadzona zgodnie z wymogami uregulowań w prawie pracy, przyjętych zwłaszcza w Unii Europejskiej. Warunki pracy pozwolą na efektywniejsze jej wykonywanie i będą chronić osobę pracującego, zwiększy się także konkurencyjność polskich firm wobec ich zagranicznych odpowiedników i partnerów. Oczekiwania społeczne i odpowiedzialność z tego tytułu, składane na barki budowniczych były i pozostaną jednym z podstawowych wyznaczników organizacji budowy, bez względu na jej wielkość oraz stopień technicznej i organizacyjnej złożoności. Zasięg tej odpowiedzialności ustalany jest z jednej strony aktualnym prawodawstwem krajowym, a ustawodawstwem UE, z drugiej – wielowiekową tradycją budownictwa. Postępować należy zawsze zgodnie z wymaganiami współczesnej wiedzy i sztuki budowlanej. Niewiedza lub nierzetelność budowniczych, a w tym kierownictwa budowy, od najdawniejszych lat musiały być na tyle dotkliwe społecznie i tak rozpowszechnione, że już w Kodeksie Praw Hammurabiego (XVIII w. p.n.e.) poświęcano uwagę odpowiedzialności karnej za zaniechanie bezpieczeństwa budowli; w antycznej Grecji odpowiedzialność tę rozciągnięto między innymi na dotrzymywanie przewidywanych umownie terminów i kosztów budowy. W przedwojennej Polsce budowniczowie mostów (projektant, konstruktor i wykonawca budowlany) stali pod podawaną próbą konstrukcją, dając w ten sposób gwarancję za swoją pracę. Fachowy budowniczy odpowiadał więc prawnie, majątkowo (w wielu wypadkach życiem) za techniczną, ekonomiczną i organizacyjną jakość i skutki swych zawodowych poczynąń, rozumianych całościowo – od projektu do efektu. Dlatego w poczet wielkich kierowników budowy wpisane są nazwiska ludzi o najwyższym znaczeniu dla kultury światowej, jak Rafael Santi, Michał Anioł i inni budowniczowie, którzy swe wizje projektowe umieli bezpiecznie przetwarzać w realne, wspaniałe dzieła sztuki budowlanej. Budownictwo, w miarę wzrostu stopnia

złożoności technicznej przedsięwzięć budowlanych, stawało się coraz bardziej złożone i wymagało większego bezpieczeństwa, zarówno w sferze produkcji jak i w sferze użytkowania. Struktura budowlana obiektów przemysłowych stopniowo nabierała, w stosunku do zainstalowanych maszyn i urządzeń technologicznych, dodatkowych cech wartości.

W wielu przypadkach kierownik przedsięwzięcia budowlanego i generalny projektant nie reprezentują już nawet zawodów budowlanych, mogą to być dzisiaj urbarńści, energetycy, chemicy, hutnicy itp. Wszyscy jednak, zarówno kierownik przedsięwzięcia budowlanego, generalny projektant, jak i kierownik budowy, muszą ściśle przestrzegać warunków bezpieczeństwa pracy ich samych oraz podległych im pracowników.

Dzieło budowlane, będące skutkiem przedsięwzięcia budowlanego, wymusza bezwzględny porządek i bezpieczeństwo w swojej strukturze. Najlepszym rozwiązaniem wydaje się tu odpowiedni system i właściwe nim zarządzanie. W systemie tym każdy z uczestników przedsięwzięcia budowlanego ma określone zadania w zakresie bezpiecznego wykonawstwa.

Współczesna produkcja budowlana charakteryzuje się dużym udziałem procesów zmechanizowanych, różnorodnością stosowanych metod realizacji, równoległością prowadzonych robót, zarówno na poszczególnych obiektach, jak i w zespole obiektów. Wyszczególnione czynniki, przy niewłaściwej technologii robót i organizacji budowy, mogą spowodować straty związane nie tylko z urazami pracowników, ale również straty materiałowe, surowcowe, czy straty w środowisku pracy (budynki, otoczenie) oraz wyposażeniu przedsiębiorstwa. Do zapewnienia właściwego poziomu bezpieczeństwa i higieny pracy nie wystarczają już podstawowe środki techniczno-organizacyjne (tab. 1), sformułowane w latach siedemdziesiątych i zapisane w postaci zasad przez L. Rowińskiego [1]. Wymaga się dziś, by problem bezpieczeństwa rozumieli wszyscy pracownicy, by podejście do problematyki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia miało charakter systemowy.

Tabela 1.

Zasady ochrony pracy w budownictwie i podstawowe środki jej spełnienia

Lp.	Zasada ochrony pracy	Podstawowe środki spełniania zasady
1	2	3
1	Zasada jedności planowania, produkcji, ochrony zdrowia i pracy	Przedsięwzięcia organizacyjne, zmierzające do maksymalnego wzrostu wydajności pracy muszą być zespolone w swym planowaniu z ochroną pracy:

cd. tabeli 1.

1	2	3
		- wzrost produkcji nie może stanowić przyczyny wzrostu liczby i ciężkości wypadków przy pracy - wzrost wydajności pracy powinien być osiągany poprzez racjonalną i bezpieczną technikę
2	Zasada bezpiecznej techniki	Postęp techniczny musi stwarzać pracę lżejszą i bezpieczniejszą, prowadząc do eliminacji robotników poza sferę zagrożeń
3	Zasada ochrony przed wypadkami i chorobami	Dokonanie analizy warunków pracy oraz otoczenia w celu wykrycia zagrożeń zdrowotnych i wypadkowych. Ustalenie przyczyn zagrożeń. Zastosowanie skutecznych środków, eliminujących zagrożenie.
4	Zasada społecznej i prawnej odpowiedzialności za życie i zdrowie pracowników	Obowiązek każdego zakładu pracy w zakresie zapewnienia bezpiecznych i higienicznych warunków pracy, wyłączających zagrożenia życia i zdrowia pracowników. Obowiązek wychowywania pracowników w poszanowaniu zasad bezpieczeństwa i higieny pracy.
5	Zasada społeczno-moralnej odpowiedzialności pracowników za ochronę ich życia i zdrowia	Uczestnictwo pracowników w kierowaniu produkcją i aktywnym kształtowaniu bezpiecznych warunków pracy.

Źródło: L. Rowiński J. Widera Zmechanizowane roboty budowlane – Poradnik Wyd. Arkady, Warszawa, 1976

Postęp techniczny i wymagania współczesnego budownictwa narzucają inny sposób zarządzania inwestycjami budowlanymi. Inwestycje budowlane są realizowane według określonych prawem procedur postępowania. Do najważniejszych z nich można zaliczyć:

1. Kontrakty przyznaje się zazwyczaj w rezultacie rozpisania przetargu; przetarg wygrywa np. oferent, który zaproponował najniższą cenę. Kontrakt jest z zasady przyznawany w odniesieniu do ustalonego programu lub przedziału czasowego, przy czym przewidywane tu są kary dla wykonawcy, jeżeli nie wywiąże się w terminie z przyjętych zobowiązań. W związku z powyższym presja wywierana na ekipę budowlaną ma na celu szybkie wykonanie zadania po minimalnych kosztach.
2. We wszystkich inwestycjach, może z wyjątkiem tych najmniejszych, będzie istnieć element podwykonawstwa, wynikający ze specjalizacji i konieczności

dysponowania niezbędnymi do ukończenia prac umiejętnościami. Wiąże się to z problemami w sferze zarządzania, jako że kierownik budowy nadzoruje w tej sytuacji osoby i podwykonawców mu nieznanych.

3. Projekty budowlane często przewidują udział osób postronnych oraz pracowników firmy klienta. Wiąże się z tym kolejne zagrożenie, które musi być potraktowane z pełną powagą i kontrolowane.
4. Podwykonawcy mogą składać również oferty w przetargu ogłaszanym przez głównego lub podstawowego wykonawcę, w związku z czym na budowie może dojść do konfliktu, spowodowanego chęcią któregoś wykonawcy, by wykonując swoje zadania „pójść na skróty” dla zaoszczędzenia czasu i pieniędzy; to może stwarzać problemy niekorzystne dla innych wykonawców.
5. Budownictwo jest specyficzną dziedziną przemysłu. Większość robót wykonuje się na zewnątrz. W takim wypadku warunki atmosferyczne mogą mieć decydujący wpływ na bezpieczeństwo pracy na budowie.
6. Indywidualny charakter różnych budowí powoduje, że każdy kontrakt budowlany jest inny. Nawet realizacja dwóch identycznych obiektów, lecz budowanych w innej porze roku lub zlokalizowanych w różnych warunkach geograficznych (teren nizinny, lub górski) czy hydrogeologicznych może wymagać innych rozwiązań technologicznych i organizacyjnych. W związku z tym ogólna ocena ryzyka zawodowego musi być przeprowadzona dla każdego kontraktu oddzielnie.
7. Rozproszenie realizowanych budowli w terenie utrudnia organizację robót budowlanych, zwiększa zakres robót transportowych. Powoduje to konieczność przeprowadzenia dodatkowych analiz ryzyka, np. związanego z robotami transportowymi.
8. Nieruchomość produktów budownictwa wymaga odpowiedniego zagospodarowania placu budowy i stwarza konieczność stałego przemieszczania zasobów produkcyjnych z baz przedsiębiorstwa na poszczególne budowí oraz z jednego placu budowy na drugi i jednocześnie jest przyczyną tymczasowego charakteru zakładów produkcji pomocniczej, jeżeli stanowią one element zagospodarowania placu budowy. W czasie realizacji budowy zespoły robocze, materiały i maszyny przemieszczane są wzdłuż frontu robót, w odróżnieniu od zakładu przemysłowego, gdzie obrabiany przedmiot (detal) jest w znacznej większości przemieszczany na kolejne stanowiska robocze. Takie prace mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa pracy ludzi i sprzętu.
9. Późne uzyskiwanie efektów, wynikających z czasochłonnych procesów budowania obiektów inwestycyjnych, wymaga zabezpieczenia odpowiednich za-

sobów finansowych przez inwestora i pozostałych uczestników procesu. Fakt ten sprawia, że muszą oni dokonywać dodatkowych analiz prawdopodobieństwa poniesienia straty, np. z tytułu niedotrzymania terminu.

10. Znaczne wymiary i duża masa obiektów budowlanych oraz wysoki stopień złożoności wznoszonych obiektów powodują konieczność ponoszenia dużych nakładów inwestycyjnych. Wraz ze wzrostem wielkości budowli wzrasta czas realizacji i koszt jej wykonania. Zwiększa się wtedy prawdopodobieństwo zaistnienia zdarzeń powodujących stratę.
11. Długi okres eksploatacji obiektów budowlanych może powodować zjawisko zaniedbania w konserwacji technicznej. Ta cecha budownictwa spowoduje, że podczas remontów starych budynków będzie zachodzić konieczność stosowania dawnych, już zaniechanych technik wytwarzania i realizacji procesów budowlanych, a zatem dodatkowych zwiększonych kosztów
12. Losowy charakter czasu wykonywania procesów budowlanych może powodować dezaktualizację harmonogramów budowlanych. Płynność kadr, trudności w zaopatrywaniu budów, awaryjność stosowanych maszyn i urządzeń technicznych itp. może powodować dodatkowo dużo zdarzeń przynoszących straty.

Zaprezentowane cechy inwestycji budowlanych i jej uczestników potwierdzają, że zarządzanie we współczesnym budownictwie wymaga nowego podejścia. Dziś trzeba w sposób systemowy zapewniać warunki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników, wykonujących prace budowlane.

Jednym z uregulowań prawnych, dotyczących bezpieczeństwa w budownictwie, jest konieczność przedstawienia *planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (bioz)*, który zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 27 sierpnia 2002 obowiązuje od października 2002 roku. Rozporządzenie to dotyczy szczegółowego zakresu i formy planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz zakresu rodzaju robót budowlanych stwarzających zagrożenia dla bezpieczeństwa i zdrowia ludzi.¹

Plan *bioz* zawiera trzy części:

- stronę tytułową
- część opisową
- część rysunkową

¹ Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 27 sierpnia 2002.

Strona tytułowa planu *bioz*

Strona tytułowa planu powinna zawierać następujące informacje:

- 1) nazwa i adres obiektu budowlanego;
- 2) imię i nazwisko lub nazwa inwestora oraz jego adres;
- 3) imię i nazwisko oraz adres kierownika budowy sporządzającego plan *bioz*; w przypadku gdy plan sporządza inna osoba (podmiot gospodarczy, imię i nazwisko), nazwa podmiotu oraz adres sporządzającego plan.

Część opisowa planu *bioz*

Część opisowa powinna zawierać informacje dotyczące:

- 1) zakresu i kolejności robót dla całego zamierzenia budowlanego;
- 2) istniejących obiektów budowlanych podlegających adaptacji lub rozbiórce;
- 3) elementów zagospodarowania placu budowy, które mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi;
- 4) przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji robót budowlanych wraz z określeniem ich rodzaju, skali, miejsca i czasu występowania. Do podstawowych zagrożeń występujących w budownictwie można zaliczyć: zagrożenia zdrowotne oraz zagrożenia dla bezpieczeństwa pracy²;
- 5) miejsca prowadzenia robót, ich wydzielenia i oznakowania;
- 6) instruktażu pracowników przed przystąpieniem do realizacji robót szczególnie niebezpiecznych;
- 7) przechowywania i przemieszczania materiałów, substancji oraz prefabrykatów niebezpiecznych na terenie budowy;
- 8) środków technicznych i organizacyjnych zapobiegających niebezpieczeństwom, które wynikają z wykonywania robót budowlanych w strefie szczególnego zagrożenia zdrowia lub w jej sąsiedztwie;
- 9) miejsc przechowywania dokumentów budowy oraz dokumentów niezbędnych do prawidłowej eksploatacji maszyn i innych urządzeń technicznych.

Część rysunkowa planu *bioz*

Część rysunkową planu *bioz* należy opracować w przypadkach, gdy :

- a) w trakcie budowy wykonywany będzie przynajmniej jeden rodzaj robót wymienionych w ustawie PRAWO BUDOWLANE (tab. 1);

² J. Obolewicz; Planowanie bezpieczeństwa budowy zgodnie z wymogami Unii Europejskiej; Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej Budownictwo nr 22; Białystok, 2002.

- b) wykonywane roboty będą trwały dłużej niż 30 dni roboczych i jednocześnie będzie zatrudnionych co najmniej 30 pracowników lub pracochłonność wykonywanych robót przekraczać będzie 500 dni roboczych.

Część rysunkową opracowuje się na podstawie kopii projektu zagospodarowania działki lub terenu (plac budowy). Dane umieszczane w części rysunkowej powinny umożliwiać lepsze zrozumienie części opisowej. Dane, które należy przedstawić w tabeli 2.

Tabela 1.

Rodzaje robót, przy których należy sporządzać część rysunkową planu *bioz*

Lp.	Rodzaj robót budowlanych	Charakterystyka szczegółowa
1	2	3
1	Roboty budowlane, których charakter, organizacja lub miejsce prowadzenia stwarza szczególnie wysokie ryzyko powstania zagrożenia bezpieczeństwa i zdrowia ludzi, a w szczególności przysypiania ziemią lub upadku z wysokości	▪ wykonywanie wykopów bez rozparcia o głębokości większej niż 1,5 m oraz wykopów o bezpiecznym nachyleniu ścian o głębokości większej niż 3,0 m; ▪ roboty, przy których wykonywaniu występuje ryzyko upadku z wysokości ponad 5,0 m; ▪ rozbiórki obiektów budowlanych o wysokości powyżej 8,0 m; ▪ roboty wykonywane na terenie czynnych zakładów przemysłowych; ▪ montaż, demontaż i konserwacja rusztowań przy budynkach wysokich i wysokościowych; ▪ roboty wykonywane przy pomocy dźwigów lub śmigłowców; ▪ prowadzenie robót na obiektach mostowych metodą nasuwania konstrukcji na podpory; ▪ montaż elementów konstrukcyjnych obiektów mostowych; ▪ betonowanie wysokich elementów konstrukcyjnych, mostów, takich jak przyczółki, filary i pylony; ▪ fundamentowanie podpór mostowych i innych obiektów budowlanych na palach; ▪ roboty wykonywane pod przewodami linii elektroenergetycznych lub w ich pobliżu, w odległości liczonej poziomo od skrajnych przewodów, mniejszej niż: a) 3,0 m – dla linii o napięciu znamionowym nieprzekraczającym 1 kV, b) 5,0 m – dla linii o napięciu znamionowym powyżej 1 kV lecz nieprzekraczającym 15 kV, c) 10,0 m – dla linii o napięciu znamionowym powyżej 15 kV lecz nieprzekraczającym 30 kV, d) 15,0 m – dla linii o napięciu znamionowym powyżej 30 kV lecz nieprzekraczającym 110 kV,

cd. tabeli 1.

1	2	3
		▪ roboty budowlane prowadzone w portach i przystaniach podczas ruchu statków; ▪ roboty prowadzone przy budowłach piętrzących wodę, przy wysokości piętrzenia powyżej 1 m.
2	Roboty budowlane, przy prowadzeniu których występują działania substancji chemicznych lub czynników biologicznych zagrażających bezpieczeństwu i zdrowiu ludzi	▪ roboty prowadzone przy temperaturach poniżej -10°C; ▪ roboty polegające na usuwaniu wyrobów budowlanych zawierających azbest.
3	Roboty budowlane stwarzające zagrożenie promieniowaniem jonizującym	▪ roboty remontowe i rozbiórkowe obiektów przemysłu energii atomowej; ▪ roboty remontowe i rozbiórkowe obiektów, w których realizowane były procesy technologiczne z użyciem izotopów.
4	Roboty prowadzone w pobliżu linii wysokiego napięcia lub czynnych linii komunikacyjnych	▪ roboty wykonywane w odległości liczonej poziomo od skrajnych przewodów, mniejszej niż 15,0 m dla linii o napięciu znamionowym 110 kV; ▪ roboty wykonywane w odległości liczonej poziomo od skrajnych przewodów, mniejszej niż 30,0 m dla linii o napięciu znamionowym powyżej 110 kV; ▪ budowa i remont sieci elektrotrakcyjnej; ▪ budowa i remont urządzeń sterowania ruchem kolejowym, położonych wzdłuż linii kolejowej; ▪ wszystkie roboty budowlane wykonywane na obszarze kolejowym w warunkach prowadzenia ruchu kolejowego.
5	Roboty budowlane stanowiące ryzyko utonięcia pracowników	▪ roboty prowadzone z wody lub pod wodą; ▪ montaż elementów konstrukcyjnych obiektów mostowych; ▪ fundamentowanie podpór mostowych i innych obiektów budowlanych na palach; ▪ roboty prowadzone przy budowłach piętrzących wodę, przy wysokości piętrzenia powyżej 1m.
6	Roboty budowlane prowadzone w studniach, pod ziemią i w tunelach	▪ roboty prowadzone w zbiornikach, kanałach, wnętrzach urządzeń technicznych i w innych niebezpiecznych przestrzeniach zamkniętych; ▪ roboty związane z wykonywaniem przejść rurociągów pod przeszkodami metodami: tunelową, przecisku lub podobnymi.
7	Roboty budowlane wykonywane przez kierujących pojazdami zasilanymi z linii napowietrznych	▪ roboty wykonywane przy budowanie, remoncie i rozbiórce torowisk przy użyciu pojazdów zasilanych z linii napowietrznych.

cd. tabeli 1.

1	2	3
8	Roboty budowlane wykonywane w kesonach, z atmosferą wytwarzaną ze sprężonego powietrza	▪ roboty budowlane kesonowe z atmosferą wytwarzaną ze sprężonego powietrza, przy budowie i remoncie nabrzeży portowych i przepraw mostowych.
9	Roboty budowlane wymagające użycia materiałów wybuchowych	▪ roboty ziemne związane z przemieszczaniem lub zagęszczaniem gruntu; ▪ roboty rozbiórkowe, w tym wykonywanie otworów w istniejących elementach konstrukcyjnych obiektów.
10	Roboty budowlane prowadzone przy montażu i demontażu ciężkich elementów prefabrykowanych, których masa < 1,0 t.	▪ roboty montażowe elementów prefabrykowanych o masie powyżej 1,0 t.

Opracowanie własne na podstawie Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 27 sierpnia 2002

Tabela 2.

Dane dotyczące planu *bioz*, które umieszcza się w części rysunkowej

Lp.	Nazwa oznaczenia	Charakterystyka oznaczenia
1	Legenda	Legenda powinna być czytelna.
2	Urządzenia przeciwpożarowe	Umiejscowienie urządzeń przeciwpożarowych wraz z parametrami poboru mediów, punktami czerpalnymi, zaworami odcinającymi, drogami dojazdowymi.
3	Sprzęt ratunkowy	Rozmieszczenie sprzętu ratunkowego (w tym pływającego, jeżeli jest to uzasadnione rodzajem robót), niezbędnego przy prowadzeniu robót budowlanych.
4	Granice obszarów zewnętrznych i wewnętrznych stref ochronnych	Rozmieszczenie i oznaczenie granic obszarów zewnętrznych i wewnętrznych stref ochronnych wynikających z przepisów odrębnych, takich jak strefy składowania i magazynowania materiałów, wyrobów, substancji oraz preparatów niebezpiecznych, strefy pracy sprzętu zmechanizowanego i pomocniczego.
5	Place produkcji pomocniczej	Rozmieszczenie placów produkcji pomocniczej, takich jak węzły produkcji betonu cementowego i asfaltowego, prefabrykatów
6	Układy komunikacyjne, transport	Przedstawienie rozwiązań układów komunikacyjnych, transportu na potrzeby budowy.
7	Ogrodzenie placu budowy	Przedstawienie ogrodzenia placu budowy.
8	Pomieszczenia higieniczno-sanitarne	Rozmieszczenie pomieszczeń higieniczno-sanitarnych na placu budowy.

Opracowanie własne na podstawie Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 27 sierpnia 2002.

Każde zmiany, wynikające z postępu robót budowlanych i dotyczące bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, powinny być podpisane przez kierownika budowy i uzasadnione na piśmie. W planie *bioz* nie należy umieszczać żadnych danych dotyczących obiektów lub ich części służących obronności lub bezpieczeństwu kraju.

Pod wpływem postępu technicznego w budownictwie i innych obszarach funkcjonowania człowieka pojawiła się konieczność szerokiego spojrzenia na jego problemy i oczekiwania w zakresie bezpieczeństwa pracy. Zarządzanie we współczesnym budownictwie wymaga podejścia uwzględniającego tę konieczność i powinno być zgodne z ogólnie przyjętymi w świecie standardami bezpieczeństwa pracy, zwłaszcza w Unii Europejskiej.

Literatura

- [1] **Rowiński L. Widera J.:** *Zmechanizowane roboty budowlane* – Poradnik Arkady, Warszawa, 1976.
- [2] **Koradecka D.:** *Zarządzanie bezpieczeństwem i higiena pracy*, Centralny Instytut Ochrony Pracy, Warszawa, 2000.
- [3] Materiały konferencyjne FORUM BEZPIECZEŃSTWA Politechnika Białostocka, Białystok, marzec 2002
- [4] Materiały konferencyjne FORUM BEZPIECZEŃSTWA Politechnika Białostocka, Białystok, luty 2003.

SAFERTY IN BUILDING

Summary: In article one characterized safety in building. In linking to past one underlined necessity of approach taking into account present requirements of safety and security of work.

Author begins cycle sacrificed to management with safety and hygiene of work according to norms PN-N-18000.

Key words: safety, work, building, management, EU

Piotr Radziszewski Andrzej Plewa

NAWIERZCHNIE Z KOSTKI BRUKOWEJ

Streszczenie: W artykule przedstawiono zarys historyczny stosowania elementów drobnowymiarowych do budowy nawierzchni drogowych. Podano charakterystykę materiałów brukowych obecnie stosowanych oraz przedstawiono problemy z oceną cech technicznych drogowych elementów drobnowymiarowych w badaniach laboratoryjnych. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń przedstawiono główne uszkodzenia produkowanych betonowych kostek brukowych. Przedstawiono technologię wykonania nawierzchni z kostki oraz omówiono obowiązujące rozwiązania konstrukcyjne.

Słowa kluczowe: nawierzchnia drogowa, kostka brukowa

1. Wstęp

W ostatnich latach stosuje się powszechnie w większości uprzemysłowionych krajów świata nawierzchnie z betonowej kostki brukowej. Dzieje się tak dlatego, że nawierzchnie drogowe z kostki brukowej charakteryzuje się estetyką i znaczną trwałością eksploatacyjną. Kostkę brukową stosuje się w drogownictwie do budowy nawierzchni dróg, placów, parkingów, stacji benzynowych, chodników, itp. W Polsce ilość produkowanej kostki betonowej z roku na rok gwałtownie wzrasta.

W zależności od przeznaczenia nawierzchni z kostki (nawierzchnia w obrębie obiektów sakralnych, obiektów zabytkowych, czy jako nawierzchnia ulicy) i warunków eksploatacyjnych, bardzo ważnym aspektem jest dobór właściwej konstrukcji nawierzchni. Problematyka jest bardzo szeroka i obejmuje: analizę i wybór odpowiednich materiałów, zaprojektowanie konstrukcji dla założonego obciążenia i okresu eksploatacji, warunków wodno-gruntowych, technologii wykonania nawierzchni, jak również – w czasie eksploatacji – utrzymanie i remont nawierzchni.

W niniejszym artykule przedstawiono problemy materiałowe, technologiczne i badawcze dotyczące nawierzchni z betonowej kostki brukowej.

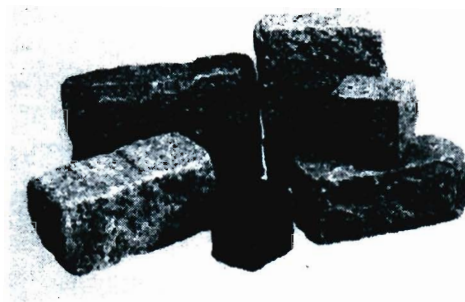
2. Historia stosowania elementów mało wymiarowych do budowy dróg i placów

Pierwsze nawierzchnie drogowe spotykamy już w Egipcie, Asyrii u Fenicjan, Greków i Rzymian. Od początku cywilizacji o wyborze rodzaju nawierzchni decydowała przede wszystkim dostępność surowca i możliwość jego obróbki.

Nawierzchnie dróg i placów były wykonywane z łupanych płyt o różnych rozmiarach, o kształtach regularnych i nieregularnych bloków kamiennych, drobnego kruszywa łamanego oraz popularnego w całej Europie żwiru. W krajach Europy północnej, również w Polsce, do końca XIX wieku, rozpowszechnione były nawierzchnie placów z drewnianych kostek. Natomiast na obszarze dzisiejszego Bliskiego Wschodu do budowy nawierzchni dróg, placów i dziedzińców były w szerokim stopniu wykorzystywane asfalty z naturalnych źródeł tam występujących [2].

W epoce renesansu i baroku podejmowane były próby „kształtowania optycznego” placów i dróg, za pomocą różnych materiałów kamiennych. Przy umiejętnym układaniu nawierzchni uzyskiwano złudzenie wydłużenia lub poszerzenia powierzchni. Dzięki doborowi odpowiednich materiałów kamiennych podkreślano ważniejsze elementy placu czy dziedzińca. Stosując jasne lub ciemne pasy oznaczano podziały na drogach lub wyznaczano kierunek poruszania się. Do uzyskania tych efektów wykorzystywano otoczaki, kamienie narzutowe, kamień łamany układane płaską powierzchnią lub na sztorc ściśle jeden obok drugiego [2].

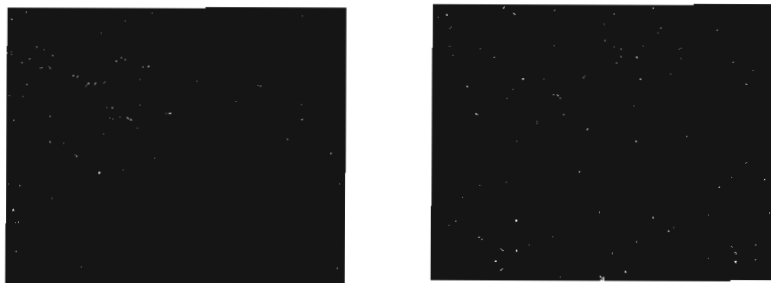
W XIX wieku zwiększyły się wymagania co do komfortu poruszania się po nawierzchniach i estetyki tych nawierzchni. Doprowadziło to do rozpoczęcia produkcji elementów kamiennych o kształtach regularnych: kostek rzędowych, kostek sześciennych, płyt prostopadłościennych (rys. 1). Produkowano kostki z różnych rodzajów surowców kamiennych, jak: bazaltowe, granitowe, porfirowe. W tym okresie powstawały pierwsze wytwórnie klinkieru drogowego [2].



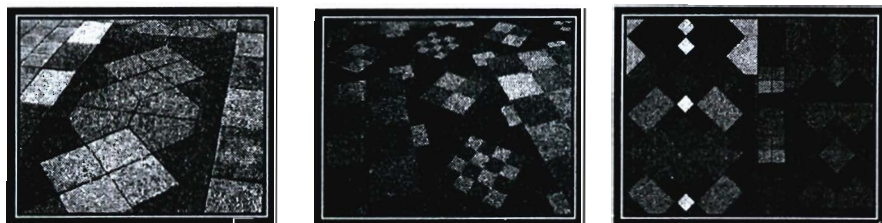
Rys. 1. Elementy kamienne stosowane do budowy nawierzchni

Rozwój motoryzacji na przełomie XIX i XX wieku i jej znaczne nasilenie po pierwszej wojnie światowej spowodowało rewolucyjne zmiany w konstrukcji nawierzchni dróg, placów i ulic poprzez zastosowanie do ich budowy materiałów wiążących, takich jak asfalt i cement.

Obecnie elementy drobnowymiarowe wykorzystuje się w mniejszym zakresie do budowy nawierzchni dróg (z wyjątkiem dróg o znaczeniu lokalnym). Natomiast powszechnie wykorzystuje się betonowe kostki brukowe do wykonywania chodników, zatok autobusowych, miejsc parkingowych, stacji benzynowych, wjazdów itp. Kostka brukowa, kamienna i klinkier drogowy odgrywa obecnie ważną rolę przy renowacji placów i dziedzińców o znaczeniu historycznym (rys. 2 i 3).



Rys. 2. Przykłady nawierzchni z kostek kamiennych



Rys. 3. Przykłady ułożeń nawierzchni z kostki brukowej

3. Materiały drogowe stosowane do budowy nawierzchni z elementów brukowych

▪ Kamień naturalny

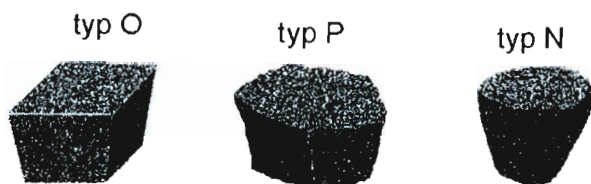
Kamień naturalny jest znakomitym, bardzo trwałym materiałem do budowy nawierzchni dróg i placów. Szczególnie popularne są nawierzchnie z kostki ba-

zaltowej lub granitowej. Materiały takie jak: brukowiec, kostka drogowa, płytki chodnikowe produkuje się ze skał magmowych, piaskowców kwarcytowych lub gnejsów. Skały, z których wykonuje się elementy kamienne, powinny charakteryzować się wysoką wytrzymałością mechaniczną (powyżej 100 MPa), niską ścieralnością ($0,2 \pm 0,5$ cm na tarczy Bohmego) i niską nasiąkliwością (najwyżej 0,5÷2%).

Dzisiaj stosowane są raczej przy renowacjach nawierzchni w zabytkowych częściach miast.

▪ Brukowiec

W zależności od kształtu i sposobu obróbki rozróżnia się trzy typy brukowca (rys. 4) – obrobiony „O”, płytowany „P”, nieobrobiony „N”.



Rys. 4. Typy brukowca: obrobiony „O”, płytowany „P”, nieobrobiony „O”

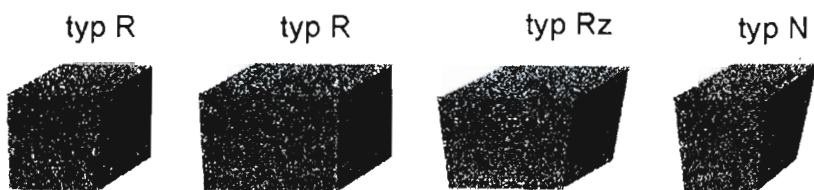
Brukowiec produkowany jest w dwóch wymiarach: wysokości 15 cm i powierzchni górnej $130 \div 250$ cm² oraz wysokości 18 cm i powierzchni górnej $160 \div 360$ cm².

▪ Kostki kamienne

Kostki drogowe są to elementy drobnowymiarowe o kształcie sześcianu, graniastosłupa lub zbliżonym do graniastosłupa. Zależnie od jakości surowca skalnego rozróżnia się dwie klasy kostki. W zależności od kształtu i sposobu obróbki, rozróżnia się trzy typy kostki (rys. 5): kostka regularna „R”, rzędowa „Rz” i nieregularna „N”. Wymiary kostek są następujące: szerokość – 12, 14, 16, 24 cm, grubość – 12, 14, 16, 24 cm, wysokość – 18, 21, 24, 27 cm. Ze względu na walory estetyczne i stan płaszczyzn i krawędzi najczęściej stosowana jest kostka regularna.

Kostki kamienne powinny być wykonane ze skał magmowych o strukturze średnio- lub gruboziarnistej. Zbyt drobne uziarnienie oraz struktura skryto-kryształiczna lub szklista surowca kamiennego powoduje nadmierne niekorzystne

wygładzenie się materiału brukowego, co powoduje zmniejszenie szorstkości nawierzchni.



Rys. 5. Typy kostki brukowej: regularna „R”, rzędowa „Rz”, nieregularna „N”

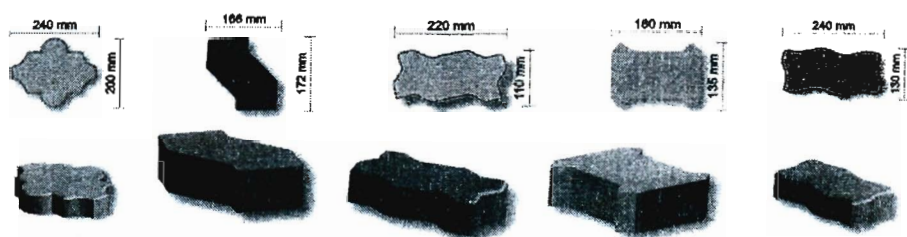
▪ Kamienne płyty chodnikowe

Płyty chodnikowe produkuje się najczęściej z piaskowca. Są to elementy o powierzchniach kwadratów lub prostokątów o następujących wymiarach: $35 \times 35 \times 5$ cm, $50 \times 50 \times 7$ cm, $35 \times 17 \times 5$ cm i $50 \times 25 \times 7$ cm. Powierzchnie lico-
we płytek wykonane są jako powierzchnie o fakturze grubo szlifowanej.

▪ Betonowa kostka brukowa

Ze względu na wysoki koszt surowca i niski koszt wytwarzania drogowych materiałów kamiennych (wyczerpywanie się złóż dobrego kamienia), rozpoczęto wytwarzanie kostki brukowej z betonu cementowego. Obecne urządzenia wibroformujące do produkcji kostek charakteryzują się wysokim stopniem automatyzacji i olbrzymią wydajnością przy równoczesnym zapewnieniu wysokiej jakości produkowanych kostek brukowych. Bardzo dobre cechy fizyczne mechaniczne tych wyrobów gwarantują trwałość podczas eksploatacji. Odpowiedni kształt i duża różnorodność kolorystyczna pozwala na łatwość modelowania wzorów i podnoszenie estetyki nawierzchni [4].

Standardowo produkowana kostka betonowa wytwarzana jest w ponad dwudziestu różnych kształtach i o różnych wymiarach pojedynczego elementu: długość do 22,5 cm, szerokość do około 0,5 długości, grubość 6, 8, 10 cm, rzadziej 12 i 14 cm. Ciężar kostki nie przekracza 4,5 kg. Najbardziej typowe kształty elementów kostkowych podaje rysunek 6.



Rys. 6. Typowe kształty elementów kostkowych

▪ Klinkier drogowy

Do budowy nawierzchni placów i dziedzińców stosowane są również wyroby ceramiczne o strukturze spieczonej, tj. cegły klinkierowe w postaci kostek i płytek. Są to elementy drobnowymiarowe, które uzyskuje się w wyniku wypalania gliny w wysokiej temperaturze (około 1300°C).

W zależności od właściwości fizycznych wyróżnia się pięć klas cegieł klinkierowych o właściwościach podanych w tabeli 1.

Tabela 1.

Klasyfikacja klinkieru drogowego

Wymagania techniczne	Klasa klinkieru				
	35	50	65	80	100
Wytrzymałość na ściskanie nie mniejsza niż [MPa]	35	50	65	80	100
Ścieralność na tarczy Böhme'a [mm]	8	6	4	2	2
Odporność na uderzenia mierzona wysokością, przy której następuje pęknięcie, nie mniej niż [mm]	300	400	600	800	1000
Nasiąkliwość, nie większa niż [%]	10	8	6	6	6

Cegły klinkierowe charakteryzują się niską nasiąkliwością, produkowane są w kształcie prawidłowych prostopadłościanów, (rys. 7).



Rys. 7. Przykład ułożenia nawierzchni z kostki klinkierowej

4. Badania laboratoryjne betonowych kostek brukowych

W Polsce nie ma szczegółowej normy do oceny cech technicznych betonowej kostki brukowej. W tej chwili obowiązują Zalecenia IBDiM udzielania aprobat technicznych Nr Z/96-03-002 „Betonowa kostka drogowa”. Do oceny parametrów technicznych i wytrzymałościowych wykorzystuje się częściowo grupę norm branżowych BN-80/6775 „Prefabrykaty budowlane z betonu”. Tak przyjęte zasady oceny formułują następujące wymagania wobec kostek brukowych:

- uwzględnia się dwie klasy: „50”, gdy wytrzymałość na ściskanie $R_m \geq 50$ MPa i klasa „35”, gdy wytrzymałość na ściskanie $R_m \geq 35$ MPa,
- tolerancje wymiarowe: długość i szerokość ± 3 mm, grubość ± 5 mm,
- mrozoodporność oceniana po 30 cyklach zamrażania i odmrażania w 3% NaCl (lub 150 cyklach zamrażania i odmrażania w wodzie) – obniżenie wytrzymałości nie większej niż 20% i brak pęknięć lub zarysowań na powierzchni kostki,
- dopuszczalna nasiąkliwość 5%,
- ścieralność na tarczy Bohmego powinna wynosić 3,5 dla klasy 50 i 4,5 dla klasy 35,
- szorstkość sprawdzana wahadłem angielskim powinna wynosić nie mniej niż 50 o. p. p. (opór przeciw poślizgowi).

Oprócz cech mechanicznych sprawdza się również stan powierzchni kostek według wymagań:

- kostki powinny mieć strukturę zwartą bez rys i pęknięć,
- nie mogą mieć wykwitów (najczęściej o barwie białej) powstających na skutek nieprawidłowych warunków dojrzewania i sezonowania kostek betonowych,
- w przypadku kostek dwuwarstwowych warstwa wierzchnia powinna być trwale połączona z warstwą spodnią w fazie produkcji tworząc jednolitą całość.

5. Technologiczne uszkodzenia kostek brukowych betonowych

Głównymi uszkodzeniami występującymi w materiale wyprodukowanych kostek brukowych są ubytki na powierzchni oraz przebarwienia, nierównomierna porowatość powierzchni, występowanie wykwitów.

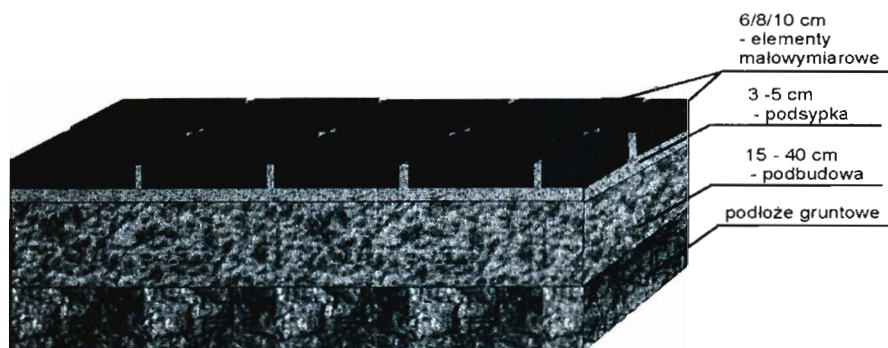
Miejscowe ubytki na powierzchniach kostek mogą być związane z wysoką zawartością cementu w mieszance betonowej, powodując klejenie się stempla prasy podczas zagęszczania. Zwiększona porowatość powierzchni wynika ze złego zagęszczenia i małej urabialności mieszanki betonowej.

Zastosowanie pigmentów niejednorodnych, o złej jakości, błędy technologiczne w zakresie niewłaściwego stosunku wodno-cementowego w/c, niewłaściwa temperatura dojrzewania (zbyt wysoka) mogą spowodować przebarwienia oraz powstawanie widocznych odcieni na powierzchni kostek. Utrzymanie jednolitości zabarwienia kostek w dłuższym czasie jest bardzo trudne, ale możliwe przy zachowaniu właściwego reżimu technologicznego.

Zjawisko powstawania wykwitów w postaci białych plam nie wynika z zastosowania niewłaściwej jakości materiałów, ale jest spowodowane procesami fizykochemicznymi zachodzącymi w betonie podczas twardnienia w zmiennych warunkach atmosferycznych. Wykwity są to nierozpuszczalne powłoki węglanu wapnia, powstające na powierzchni kostki. Pod wpływem działania dwutlenku węgla z powietrza, wykwity te z postaci nierozpuszczalnej mogą przechodzić stopniowo w rozpuszczalny węglan wapnia i na skutek opadów deszczu mogą być zmyte z powierzchni kostki. Zapobieganie powstawaniu wykwitów to przede wszystkim zachowanie jednorodnych warunków w czasie zachodzenia procesów wiązania i twardnienia betonu w kostkach brukowych [1].

6. Technologie wykonania nawierzchni z kostki brukowej

Trwałość i równość nawierzchni ulic i placów wykonywanych z elementów małowymiarowych, to najważniejsze cechy podczas eksploatacji. Typowy układ konstrukcji nawierzchni wykonanej z kostki przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 8. Typowy układ konstrukcji nawierzchni wykonanej z elementów kostkowych

Podstawowe warstwy konstrukcji nawierzchni tworzą [4]:

- warstwa wierzchnia z elementów kostkowych o grubości dostosowanej do obciążeń eksploatacyjnych (6 cm – dla chodników i ścieżek rowerowych, 8-10 cm dla parkingów i nawierzchni przenoszących obciążenia ruchem,
- podsypka z piasku drobnego bezpyłowego jako bezpośredni podkład wyrównawczy,
- zagęszczone i wykonane z właściwego materiału (tłuczeń i inne kruszywa łamane, gruz betonowy, żużel, żwir, mieszanka stabilizowana cementem, beton cementowy, itp.) warstwy podbudowy o odpowiednich zdolnościach filtracyjnych i kompensacyjnych dla działania mrozu (moduł sprężystości ≥ 80 MPa),
- zagęszczone i wyprofilowane (około 2–4%) podłoże gruntowe o wtórnym module odkształcenia ≥ 45 MPa.

W każdym przypadku wymagane jest uzupełnienie podbudowy o warstwę mrozoochronną z gruntu lub materiału niewysadzinowego, której grubość zależy od warunków gruntowo-wodnych (G_i) i strefy klimatycznej. W przypadku konstrukcji nawierzchni z kostki brukowej grubość łączna warstw odpornych na przemarzanie (łącznie z podbudową podsypka i kostką) wynosi od 20 do 50 cm i zależy głównie od rodzaju i stanu podłoża (50 cm dla G_4 , 30 cm dla G_2) [3].

Zabieg wibracyjnego zagęszczania nawierzchni zamykający proces układania przy równoczesnym wypełnieniu 2 – 3 mm szczelin piaskiem powoduje komprymacyjne osiadanie całej nawierzchni, stabilizując jej ostateczny układ pod eksploatację.

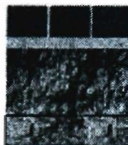
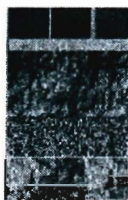
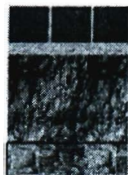
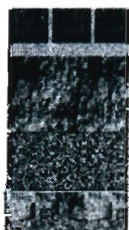
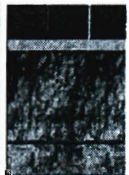
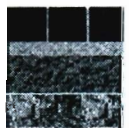
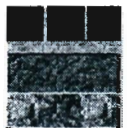
Małe wymiary kostki oraz odpowiednio ukształtowana geometria sprawiają, że pod obciążeniem współpracuje zawsze kilka zazębiających się elementów (tzw. pionowe wiązanie), zapewniając lepsze rozłożenie obciążeń eksploatacyjnych na niższe warstwy podłoża [4]. Praktyka światowa wykazuje, że okres eksploatacji dobrze wykonanej nawierzchni przy odpowiedniej jakości elementów małowymiarowych wynosi co najmniej 25 lat. W Polsce, w przypadku kostki betonowej wibroprasowanej, nie ma doświadczeń w zakresie eksploatacji w czasie dłuższym niż 15 lat. Trudno jest dzisiaj twierdzić, że każda ułożona nawierzchnia kostkowa będzie miała trwałość 25 lat. Zależy to przede wszystkim od jakości zastosowanych materiałów.

W Polsce nie ma metody wymiarowania konstrukcji nawierzchni drogowych z wykorzystaniem betonowych kostek brukowych. W ostatnim okresie opracowano katalog typowych konstrukcji nawierzchni drogowych [5], w którym zostały zawarte rozwiązania konstrukcyjne nawierzchni parkingów, zatok autobusowych,

chodników i dróg o znaczeniu lokalnym, do budowy których zaleca się stosować kostkę brukową. Typowe konstrukcje nawierzchni podano w tabeli 2.

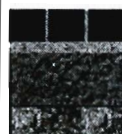
Tabela 2.

Nawierzchnie z zastosowaniem kostki brukowej z katalogu typowych konstrukcji nawierzchni drogowych

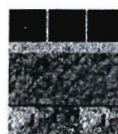
Nawierzchnie w rejonie przystanku autobusowego			
drogi o kategorii ruchu KR3			
	8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 22 cm - podbudowa zasadnicza z betonu cementowego B20 podłoże gruntowe		8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 20cm - podbudowa zasadnicza z chudego betonu 12cm - podbudowa pomocnicza z gruntu lub kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym podłoże gruntowe
drogi o kategorii ruchu KR4			
	8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 24 cm - podbudowa zasadnicza z betonu cementowego B20 podłoże gruntowe		8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 20cm - podbudowa zasadnicza z chudego betonu 16cm - podbudowa pomocnicza z gruntu lub kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym podłoże gruntowe
drogi o kategorii ruchu KR4			
	8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 26 cm - podbudowa zasadnicza z betonu cementowego B20 podłoże gruntowe		8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 20cm - podbudowa zasadnicza z chudego betonu 20cm - podbudowa pomocnicza z gruntu lub kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym podłoże gruntowe
Nawierzchnie jezdni dróg klasy L i D w strefie zamieszkania			
	8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 10cm - podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mech. lub tłucznią kamiennego podłoże gruntowe		8 cm - kostka kamienna 3 cm - podsypka piaskowo- -cementowa 10cm - podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mech. lub tłucznią kamiennego podłoże gruntowe

Nawierzchnie do postoju pojazdów i jezdnie manewrowe

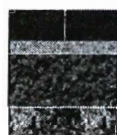
▪ dla pojazdów o ciężarze do 2500 kg



8 cm - kostka betonowa
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
15cm - podbudowa zasadnicza
z kruszywa łamanego
stabilizowanego mech.
lub tłuczni kamiennego
podłoże gruntowe

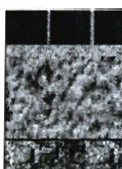


7-9cm - kostka kamienna
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
15cm - podbudowa zasadnicza
z kruszywa łamanego
stabilizowanego mech.
lub tłuczni kamiennego
podłoże gruntowe

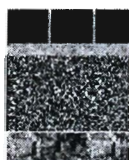


7 cm - płytki chodnikowe
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
15cm - podbudowa zasadnicza
z kruszywa łamanego
stabilizowanego mech.
lub tłuczni kamiennego
podłoże gruntowe

▪ dla pojazdów ciężarowych



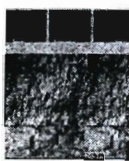
8 cm - kostka betonowa
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
23cm - podbudowa zasadnicza
z tłuczni kamiennego
podłoże gruntowe



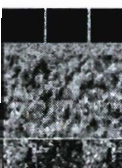
8 cm - kostka betonowa
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
22cm - podbudowa zasadnicza
z gruntu lub kruszywa
stabilizowanego spoiwem
hydraulicznym
podłoże gruntowe



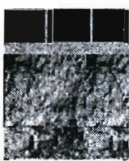
8 cm - kostka betonowa
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
25cm - podbudowa zasadnicza
z kruszywa łamanego
lub naturalnego
stabilizowanego mech.
podłoże gruntowe



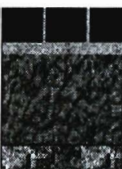
8 cm - kostka betonowa
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
20cm - podbudowa zasadnicza
z chudego betonu
podłoże gruntowe



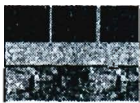
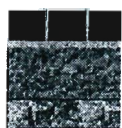
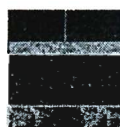
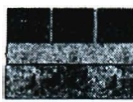
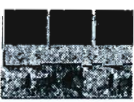
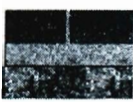
7-9 cm - kostka kamienna
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
22cm - podbudowa zasadnicza
z tłuczni kamiennego
podłoże gruntowe



7-9 cm - kostka kamienna
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
18cm - podbudowa zasadnicza
z chudego betonu
cementowego lub betonu
popiołowego
podłoże gruntowe



7-9 cm - kostka kamienna
3 cm - podsypka piaskowo-
-cementowa
25cm - podbudowa zasadnicza
z kruszywa łamanego
lub naturalnego
stabilizowanego mech.
podłoże gruntowe

Nawierzchnie ścieżek rowerowych			
	8 cm - kostka betonowa 5 cm - piasek średnio- lub drobnoziarnisty podłoże gruntowe		
Nawierzchnie chodników			
■ z dopuszczeniem postoju pojazdów samochodowych			
	8 cm - kostka betonowa 3 cm - podsypka piaskowa 15cm - podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mech. lub tłucznią kamiennego podłoże gruntowe		
	7-9cm - kostka kamienna 3 cm - podsypka piaskowa 15cm - podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mech. lub tłucznią kamiennego podłoże gruntowe		
	7 cm - płytki chodnikowe 3 cm - podsypka piaskowa 15cm - podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mech. lub tłucznią kamiennego podłoże gruntowe		
■ wyłącznie dla ruchu pieszego			
	8 cm - kostka betonowa 6 cm - piasek średnio- lub drobnoziarnisty podłoże gruntowe		8 cm - kostka kamienna 6 cm - piasek średnio- lub drobnoziarnisty podłoże gruntowe
	8 cm - kostka betonowa 5 cm - piasek średnio- lub drobnoziarnisty podłoże gruntowe		

Wszystkie rodzaje nawierzchni z kostki brukowej muszą być bardzo starannie wykonane. Podczas wykonania należy zwrócić szczególną uwagę na:

- dobre odwodnienie i zagęszczenie podłoża gruntowego,
- układanie elementów małowymiarowych na wyrównanej, odpowiednio sprofilowanej i odpowiednio zagęszczonej podbudowie,
- niestosowanie zbyt grubej podsypki pod elementy brukarskie,
- dobre osadzenie bruku przed wypełnieniem spoin,
- prawidłowe wypełnienie spoin,
- przy zastosowaniu nawierzchni brukowych sztywnych, układanych na podsypce żwirowo-cementowej, przy wypełnieniu spoin zaprawą żwirowo-cementową, stosuje się szczeliny dylatacyjne (rozszerzenia),

- wszystkie nawierzchnie z kostki brukowej powinny być poddawane przeglądowi bieżącemu i okresowemu, a w razie konieczności także przeglądowi doraźnemu i poddawane natychmiastowym remontom (oczyszczenie powierzchni z zanieczyszczeń, uzupełnienie spoin odpowiednim materiałem, usuwanie lokalnych uszkodzeń nawierzchni).

7. Zakończenie

Wymagania jakie obecnie stawia rynek w stosunku do materiałów drogowych są skierowane na trwałość, estetykę, ekologię i ekonomię. Kostka drogowa i inne materiały brukowe stosowane obecnie do nawierzchni dróg spełniają te wymagania. Elementy małowymiarowe stosowane obecnie do nawierzchni drogowych charakteryzują się różnorodnością kształtów, kolorów, wielkości, cech materiałowych i wytrzymałościowych. Dużą przeszkodą jest brak w Polsce odpowiednich norm i ujednoliconych wymagań w zakresie oceny cech technicznych kostki brukowej i nawierzchni z jej zastosowaniem.

Projektując i wykonując nawierzchnie placów i dziedzińców w obrębie budowli zabytkowych, należy zwrócić uwagę, aby efekt końcowy wykonanej nawierzchni był zgodny z charakterem budowli, by był jej dopełnieniem, tworząc estetyczną i kolorystyczną całość.

Literatura

- [1] Goetz K., Sobiecki J.: *Betonowe kostki brukowe.*, „Drogownictwo” 1995, nr 12.
- [2] Grzybowska W.: *Nawierzchnie w obszarach zabytkowych*, Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna, „Projektowanie i Budowa Dróg. Teoria i Praktyka.” Kazimierz Dolny 7-8 października 1999.
- [3] Grzybowska W.: *Trwałość estetyki wyglądu powierzchni komunikacyjnych w obszarach zabytkowych*, Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna, „Ochrona środowiska i estetyka w drogownictwie. Teoria i Praktyka.” Zamówienie 7-8 września 2000.
- [4] Mierzwa J., Pogan K.: *Kostka brukowa jako materiał nawierzchniowy w budownictwie drogowym w aspekcie kwalifikacji jej jakości*, Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komu-

nikacji w Krakowie „Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym”,
seria: Materiały konferencyjne Nr 17 (Zeszyt 52), Kraków, 1997.

[5] Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej nr 43, Warszawa, 14.05.1999.

PAVEMENTS STONES SURFACES

Summary: In the paper there is presented historical draft of pavement elements applied in road building. There is given pavements characteristic which are in use at present and difficulties with estimation of technical features during laboratory research. Based on experience basic damages occurring during production process were presented. The paper presents Building technology of pavements stones and treats of present constructions.

Key words: voad pavement, pavements stones

Artykuł powstał w oparciu o pracę statutową S/IIB/2/00.

Piotr Radziszewski, Robert Ziółkowski

STARZENIE MATERIAŁÓW BITUMICZNYCH

Streszczenie: W artykule przedstawiono procesy starzeniowe, jakim podlegają materiały bitumiczne. Omówiono wpływ starzenia krótkoterminowego i długoterminowego na zmianę właściwości asfaltu drogowego i mieszanki mineralno-asfaltowej. Przedstawiono zmodyfikowaną metodę starzenia technologicznego dla mieszanek mineralno-asfaltowych, opracowaną w ramach programu badawczego SARP (Strategic Highway Research Program) oraz wyznaczono temperatury zagęszczania wg tej metody dla lepiszczy produkowanych w Polsce.

Słowa kluczowe: lepiszcze asfaltowe, starzenie technologiczne, starzenie eksploatacyjne, mieszanka mineralno-asfaltowa

1. Wstęp

Starzenie jest procesem fizykochemicznym, zachodzącym wraz z upływem czasu we wszystkich ciałach organicznych i nieorganicznych. Oddziaływanie przez dłuższy czas czynników zewnętrznych takich jak woda, powietrze, wysoka temperatura, itp. prowadzi do zmian parametrów technicznych materiałów. Są to zmiany w większości przypadków niekorzystne z punktu widzenia eksploatacji. Starzenie materiałów stosowanych w drogownictwie dotyczy lepiszczy asfaltowych, które w dużym stopniu podlegają procesom starzeniowym.

Proces starzenia lepiszczy asfaltowych prowadzi do niekorzystnych zmian właściwości reologicznych. Następuje utwardzanie się asfaltu, prowadzące do zmniejszenia kohezji oraz pogorszenia właściwości lepkosprężystych. Zmiany wywołane starzeniem dotyczą wszystkich stosowanych w drogownictwie lepiszczy, zarówno niemodyfikowanych jak i modyfikowanych, różny jest tylko stopień zachodzących zmian, który zależy od pochodzenia, technologii produkcji i zastosowanych środków modyfikujących.

W procesie starzenia lepiszczy asfaltowych wyróżnić można jego dwa etapy starzenia:

- a) starzenie technologiczne, zachodzące podczas przygotowania mieszanki, jej magazynowania, transportu i układania. Starzenie technologiczne zwane jest starzeniem krótkoterminowym.
- b) starzenie eksploatacyjne, zachodzące podczas wieloletniej pracy mieszanki w nawierzchni. Starzenie eksploatacyjne ze względu na długość okresu, w którym zachodzą zmiany nazywa się również starzeniem długoterminowym.

2. Starzenie lepiszczy asfaltowych

Lepiszczka asfaltowe służą przede wszystkim do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA). Podczas podgrzewania lepiszcza, jego transportu, produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej, wbudowywania i zagęszczania następuje gwałtowne ulatnianie się lekkich składników olejowych asfaltu i jego utlenianie. Długotrwała eksploatacja nawierzchni, działanie promieni ultrafioletowych, tlenu z powietrza i temperatury otoczenia przyczyniają się do dalszego starzenia materiału. Zachodzi postępujące utlenianie asfaltu i fizyczne twardnienie mieszanki mineralno-asfaltowej.

2.1. Starzenie technologiczne

Starzenie technologiczne związane jest ze zmianami cech technicznych asfaltu i mieszanki mineralno-asfaltowej od momentu wytworzenia lepiszcza asfaltowego do wbudowania go w mieszancie mineralno-asfaltowej w nawierzchnię drogową. Podczas tych procesów zachodzą przede wszystkim reakcje fizykochemiczne pomiędzy składnikami asfaltu z tlenem zawartym w powietrzu.

Po wyprodukowaniu lepiszcza asfaltowego jest ono przetrzymywane w dużych zbiornikach w podwyższonej temperaturze. Intensywność procesu starzenia na tym etapie zależy od zawartości powietrza w zbiorniku, w którym przechowywane jest lepiszcze. Podobnie jest w czasie transportu lepiszcza z rafinerii do wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych. Stosunkowo niska temperatura podgrzanego lepiszcza oraz ograniczony kontakt z powietrzem powodują, że utwardzenie lepiszcza podczas tych procesów jest niewielkie.

Najbardziej intensywne procesy utleniania mają miejsce podczas procesu produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej, gdy bardzo cienka warstwa asfaltu otaczająca ziarna mieszanki mineralnej jest poddawana kilkunasto- lub kilkudziesięciosekundowemu działaniu wysokiej temperatury i tlenu zawartego w powie-

trzu. Zachodzą wówczas podstawowe procesy wywołujące zmiany właściwości lepiszcza: utlenianie lepiszcza i odparowanie lżejszych składników olejowych.

Kolejnymi etapami technologicznymi, podczas których mamy do czynienia ze starzeniem MMA jest przechowywanie mieszanki oraz jej transport do miejsca wbudowania. By ograniczyć ten proces, mieszankę MA należy przechowywać w szczelnie zamkniętych, wypełnionych pojemnikach. Intensywny proces starzenia ma miejsce podczas wbudowania mieszanki oraz jej zagęszczania. Oba te procesy wymagają odpowiednio wysokich temperatur technologicznych, które przyspieszają proces utwardzania się asfaltu.

Ponieważ wielkość zmian parametrów technicznych lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych zachodzących podczas starzenia technologicznego krótko-terminowego zależy głównie od temperatury i czasu ekspozycji (wzrost temperatury o każde 10°C powyżej 100°C powoduje podwojenie natężenia utlenienia) [2], procesy technologiczne należy przeprowadzać w ściśle określonych warunkach.

Należy zwrócić uwagę, że lepiszcze w mieszance mineralno-asfaltowej wbudowane w nawierzchnię drogową, w wyniku procesów starzenia, ma zdecydowanie inne właściwości niż lepiszcza dostarczonego przez producenta.

2.2. Starzenie eksploatacyjne

Starzenie eksploatacyjne jest procesem długotrwałym, podczas którego materiał podlega zmianom o mniejszej intensywności niż podczas starzenia technologicznego. Szybkość zmian podczas starzenia eksploatacyjnego zależy głównie od klimatu, rodzaju mieszanki (porowatość) i położenia w konstrukcji nawierzchni (kontakt z tlenem). Lepiszcze w nawierzchni o strukturze otwartej i w klimacie gorącym będzie ulegało większym zmianom niż lepiszcze w nawierzchni o strukturze zamkniętej w klimacie umiarkowanym. Podobnie większe zmiany nastąpią w lepiszczu w warstwie ścieralnej niż w lepiszczu w warstwach niżej leżących, do których dostęp tlenu i promieniowania ultrafioletowego jest znacznie ograniczony.

Na starzenie mieszanki mineralno-asfaltowej w nawierzchni drogowej niekorzystnie wpływają również woda, substancje chemiczne stosowane do odładzania nawierzchni w okresie zimowym czy wreszcie związki chemiczne spływające na nawierzchnię z wodami opadowymi oraz twardnienie fizyczne asfaltu, które następuje w wyniku wystawienia MMA na działanie niskiej temperatury w czasie. Podczas spadku temperatury lepiszcze kurczy się, zmniejszając swą objętość,

a zarazem następuje stopniowe utwardzanie. W czasie trwania tego zjawiska nawet stabilizacja temperatury nie hamuje procesu kurczenia i twardnienia. Twardnienie fizyczne zachodzi w temperaturze poniżej 0°C i powoduje zmiany we właściwościach reologicznych asfaltu bez zmian jego składu chemicznego [1, 3].

3. Metody badania starzenia lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych

Zmiany właściwości lepiszczy i mieszanek mineralno asfaltowych w nawierzchni drogowej dokonują się w długim okresie użytkowania. Zbadanie tych procesów w warunkach laboratoryjnych wymagało opracowania przyspieszonych metod starzenia, jednocześnie odpowiadających rzeczywistym warunkom „in situ”. Przyspieszenie podstawowej reakcji chemicznej zachodzącej podczas starzenia, tj. utleniania, uzyskano przez podwyższenie temperatury, zmniejszenie grubości warstwy lepiszcza, zwiększenie przepływu powietrza, zwiększenie powierzchni asfaltu poddanej działaniu tlenu, zwiększenie ciśnienia, itp. [1].

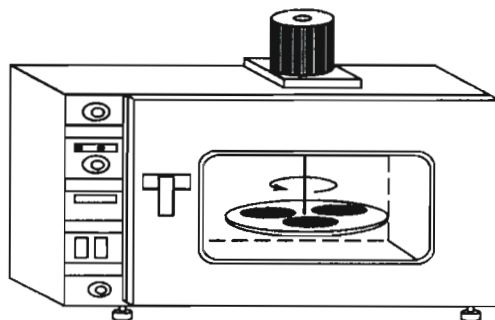
3.1. Metody badania starzenia technologicznego

W praktyce laboratoryjnej stosuje się następujące metody starzenia krótkoterminowego asfaltu: TFOT (Thin Film Oven Test) i RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test). Metody te wykazują dobrą korelację z warunkami, w jakich znajduje się lepiszcze asfaltowe podczas produkcji i wbudowywania MMA w nawierzchnię drogową.

Zasada metody TFOT, zgodnie z normą PN-C-04036:1998, polega na umieszczeniu $50 \pm 0,5$ g próbki lepiszcza w naczyniu cylindrycznym, w warstwie o grubości około 3 mm, w suszarce w temperaturze $163 \pm 1^\circ\text{C}$, na okres 5 godzin. Próbkę umieszczane są na półce obrotowej, która podczas badania obraca się z prędkością 5,5 obr/min (rys. 1).

Stosując metodę RTFOT, zgodnie z normą PN-EN 12067-1:2002 próbki lepiszcza o masie 35g każda umieszcza się w buteleczkach, które obracają się z prędkością 15 obr/min, w temperaturze 163°C przez 85 minut. Badanie wykonuje się w suszarce z przepływem gorącego powietrza, gdzie przepływ strumienia powietrza wynosi $4000 \text{ cm}^3/\text{min}$. Po skończonym badaniu, zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12591:2003 „Specyfikacje asfaltów drogowych”, lepiszcze poddaje się następującym testom:

- penetracji,
- temperatury mięknięcia PiK,
- odparowalności i zmiany masy.



Rys. 1. Schemat urządzenia do badania starzenia lepkości metodą TFOT

W ujęciu normatywnym sprawdza się zmianę masy, pozostałą penetrację po starzeniu i temperaturę mięknięcia. Dopuszczalne właściwości asfaltów wynikające ze starzenia zgodnie z normą PN-EN 12591:2003 przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Specyfikacje dla asfaltów drogowych 20/30 – 250/330 według PN-EN 12591:2003

Właściwości	Oznaczenie								
	20/30	30/45	35/50	46/60	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330
Odparowalność [% m/m] w 163°C, zmiana masy nie więcej niż	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8	1,0	1,0
Pozostała penetracja po starzeniu [%], nie mniej niż	55	53	53	50	50	46	43	37	35
Temperatura mięknięcia po starzeniu [°C], nie mniej niż	57	54	52	49	48	45	41	37	32

Zgodnie z wymaganiami SHRP, dla lepkości asfaltowych poddanych starzeniu technologicznemu określa się zmianę masy próbki oraz bada się moduł kompleksowy i kąt przesunięcia fazowego w warunkach dynamicznego ścinania.

Starzenia technologicznego mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach laboratoryjnych można dokonać poprzez wygrzewanie mieszanki w warstwie gru-

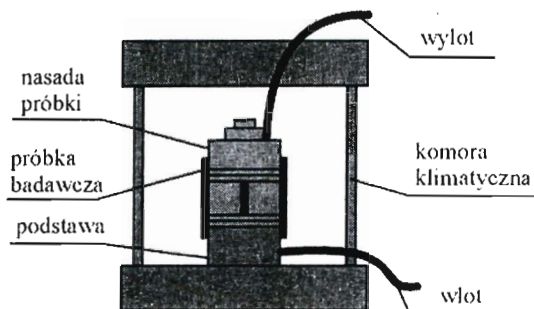
bości 25-50 mm, w temperaturze 135°C, przez okres 4 godzin. Procedura ta została zaproponowana w ramach programu badawczego SHRP (Strategic Highway Research Program).

W ostatnim czasie w ramach prac badawczych w USA nad projektowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych „Superpave” zmodyfikowano metodę starzenia mieszanki [4]. Według tej zmodyfikowanej metody przygotowaną mieszankę mineralno-asfaltową wygrzewa się w warstwie 25-50mm przez 2 godziny w temperaturze odpowiadającej temperaturze zagęszczania, tj. takiej, przy której lepiszcze osiąga lepkość równą $0,28 \pm 0,03 \text{ Pa} \cdot \text{s}$. W przypadku kruszyw charakteryzujących się ponad 2% nasiąkliwością, mieszanka powinna być wygrzewana przez 4 godziny.

3.2. Starzenie długoterminowe lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych

Symulację starzenia długoterminowego wykonuje się zgodnie z normą AASHTO PP-1 w aparacie PAV (Pressure Ageing Vessel), na próbkach wcześniej poddanych starzeniu technologicznemu. Metoda ta, opracowana w ramach programu SHRP, symuluje starzenie eksploatacyjne lepiszczy, spowodowane działaniem temperatury i innych czynników otoczenia w ciągu pierwszych 5-10 lat eksploatacji nawierzchni. W aparacie PAV próbki lepiszcza umieszcza się w temperaturze 100°C (w zależności od klimatu, w jakim wbudowywana jest mieszanka warunki różnią się, dla klimatu umiarkowanego, jaki panuje w Polsce, temperatura badania wynosi 100°C) i poddaje wygrzewaniu przez 20 godzin pod ciśnieniem 2,1 MPa. Po zakończonym wygrzewaniu ciśnienie jest stopniowo obniżane w celu uniknięcia pienienia lepiszcza, a następnie próbki poddaje się dodatkowemu wygrzewaniu w temperaturze 163°C, które służy odpowietrzeniu lepiszcza. Norma EN-12591 nie określa badania lepiszczy po starzeniu eksploatacyjnym, lecz zgodnie z wymaganiami SHRP, lepiszcze po badaniu PAV poddaje się badaniom reologicznym: dynamicznego ścinania, sztywności pełzania i rozciągania bezpośredniego.

Starzenia eksploatacyjnego mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach laboratoryjnych dokonuje się na próbkach zagęszczonej mieszanki mineralno-asfaltowej, uprzednio poddanej starzeniu krótkoterminowemu. Podczas badania, próbki umieszczone w aparacie przedstawionym na rysunku 2, poddaje się niskociśnieniowemu utlenianiu (tempo zmian $0,11 \text{ m}^3 / \text{godzinę}$) w temperaturze badania 60°C, w czasie od 3 do 7 dni.



Rys. 2. Schemat urządzenia do badania starzenia eksploatacyjnego MMA

4. Określenie temperatury starzenia technologicznego MMA metodą „Superpave” dla lepiszczy produkowanych w Polsce

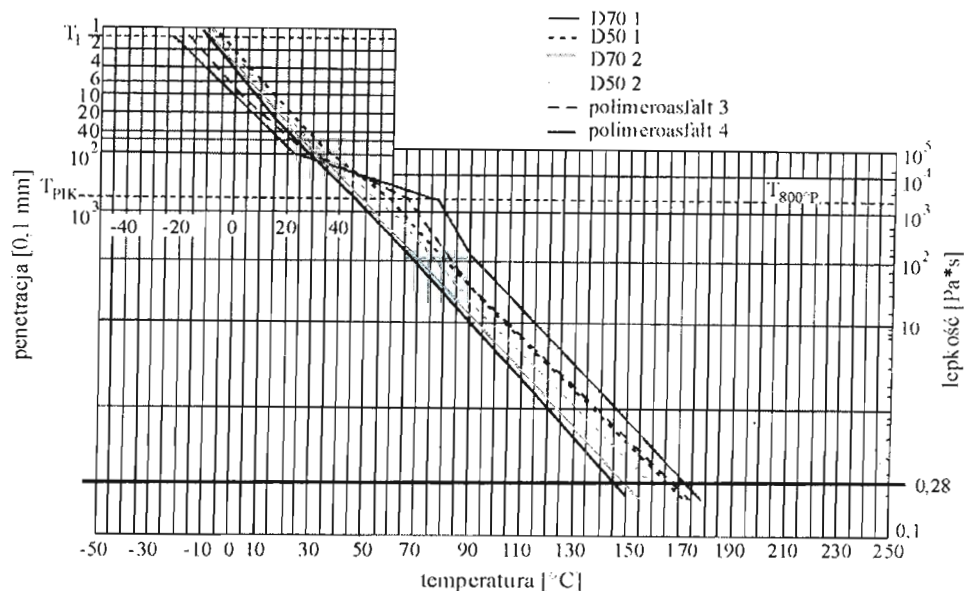
Oceny cech technicznych projektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych w laboratorium powinno dokonywać się na mieszankach poddanych procesowi starzenia technologicznego. Zgodnie z pkt. 3.1 metodą „Superpave” mieszanke wygrzewa się w temperaturze, w której lepkość lepiszcza wynosi $0,28 \pm 0,03$ Pa·s.

Określenie temperatury wygrzewania technologicznego MMA z lepiszczami produkowanymi w Polsce wykonano na podstawie wyników naniesionych na kartę jakości asfaltu BTDC (Bitumen Test Data Chart) (rys. 3). Badaniom poddano lepiszcza wytwarzane przez producentów krajowych: D50 1, D70 1, D50 2, D70 2, polimeroasfalt 3 i polimeroasfalt 4). Otrzymane wartości temperatury zagęszczania dla poszczególnych rodzajów lepiszczy przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2.

Temperatura równoważna lepkości $0,28 \text{ Pa}\cdot\text{s}$
odpowiadająca temperaturze zagęszczania MMA

Lp.	Lepiszczce	Temperatura [°C]
1	D 50 1	165
2	D 70 1	145
3	D 50 2	160
4	D 70 2	149
5	Polimeroasfalt 3	168
6	Polimeroasfalt 4	172



Rys. 3. Karta jakości asfaltu (BTDC)

Z tabeli 2 wynika, że temperatura wygrzewania zależy od rodzaju lepiszcza i jest wyższa od 135°C – temperatury proponowanej w pierwszym wydaniu metody „Superpave”. Należy zwrócić uwagę, że asfalty D 50 1 i D 50 2 przy starzeniu technologicznym w laboratorium wymagają wyższej temperatury niż asfalty rodzaju D70 – od 11°C do 26°C . Zdecydowanie wyższymi temperaturami zagęszczania charakteryzują się asfalty modyfikowane – polimeroasfalty (ponad 29°C).

5. Wnioski

1. Starzenie technologiczne i starzenie eksploatacyjne lepiszczy i mieszanek mineralno-asfaltowych istotnie wpływa na zmianę cech technicznych materiału. W zdecydowanej mierze są to zmiany pogarszające właściwości eksploatacyjne MMA.
2. Ocena cech technicznych projektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych powinna dotyczyć mieszanek poddanych procesowi starzenia technologicznego. Propozycja procedury przeprowadzania starzenia technologicznego mieszanek mineralno-asfaltowych zawarta w metodzie „Superpave” uwzględnia

rodzaj lepiszcza asfaltowego poprzez stosowanie różnych temperatur wygrzewania.

3. Mieszanki mineralno-asfaltowe z lepiszczy asfaltowych produkowanych w Polsce wymagają stosowania w procesie starzenia technologicznego temperatur od 145°C do 172°C.

Literatura

- [1] Gawel I., Kalabińska M., Pilat J.: *Asfalty drogowe*, WKŁ, Warszawa, 2001.
- [2] Radziszewski P., Kalabińska M., Pilat J.: *Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe* Politechnika Białostocka, Politechnika Warszawska, Białystok-Warszawa, 1995.
- [3] Sybilski D.: *Polimeroasfalty drogowe. Jakość funkcjonalna, metodyka i kryteria oceny*, IBDiM, Warszawa, 1996.
- [4] New Superpave Mix Design (SP-2), Asphalt Institute 2001.

AGEING OF BITUMEN MATERIALS

Summary: In the paper there is presented the influence of ageing processes on bitumen materials. Influence of short-term and long-term ageing on change of road asphalt and asphalt mix was discussed. There has been presented a modified method for asphalt mix ageing which was worked out in frame of research program SHRP (Strategic Highway Research Program). Compaction temperatures, according to this modified method, for bitumen being produced in Poland were determined.

Key words: bitumen, short-term ageing, long-term ageing, asphalt mix

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/2/00.

Wiesław Sarosiek, Beata Sadowska

WPŁYW ŹRÓDŁA CIEPŁA I RODZAJU PALIWA NA EFEKTYWNOŚĆ TERMOMODERNIZACJI (NA PRZYKŁADZIE BUDYNKU UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ)

Streszczenie: W artykule przeanalizowano wpływ różnych sposobów ogrzewania budynku na efektywność termomodernizacji. Zamieszczono podstawowe wskaźniki ekonomiczne poszczególnych wariantów termomodernizacji.

Słowa kluczowe: budynek użyteczności publicznej, termomodernizacja, efektywność ekonomiczna

1. Wstęp

W latach dziewięćdziesiątych rozpoczęto w Polsce na szeroką skalę modernizację termiczną budynków. Od 1999 roku sprzyja temu procesowi „Ustawa o wspieraniu przedsięwzięć termomodernizacyjnych” (Dz. U. nr 162/98, poz. 1121), stwarzająca możliwość skorzystania z pomocy państwa w spłacie kredytu. Korzystać z niej mogą zarówno inwestorzy planujący modernizację termiczną budynków, jak i ci, którzy planują modernizację źródeł ciepła (kotłowni i węzłów cieplnych) lub lokalnych sieci przesyłowych.

Potrzeba kompleksowego podejścia do termomodernizacji sprawia, że dokonuje się nie tylko zabiegów zmniejszających straty ciepła (bryła budynku), ale bierze się pod uwagę również modernizację źródła ciepła.

W niniejszym artykule przeprowadzono analizę efektywności termomodernizacji budynku szkolnego, położonego w województwie podlaskim, przy założeniu utrzymania zasilania z obecnego źródła ciepła (ogrzewanie olejowe) i przy ewentualnej zamianie na kotłownię opalaną gazem lub ogrzewanie ciepłem z miejskiej sieci ciepłowniczej.

Wybrany obiekt jest jednym z wielu wybudowanych w Polsce w latach 1960-1980 budynków szkolnych. Ponieważ budynki te wyposażone są w różne systemy

ogrzewania, w artykule rozpatrzono efektywność inwestycji modernizacyjnych w wybranym obiekcie dla wymienionych powyżej trzech sposobów ogrzewania, tj. z kotłowni zasilanej olejem opałowym, gazem ziemnym lub z wykorzystaniem ciepła z miejskiej sieci ciepłowniczej.

2. Charakterystyka wybranego budynku

2.1. Opis budynku

Budynek szkoły został wybudowany w latach sześćdziesiątych w technologii cegły tradycyjnej udoskonalonej z elementami systemu cegły żerańskiej (CŻ). Ma on trzy kondygnacje nadziemne i jest całkowicie podpiwniczony. Ściany zewnętrzne wykonane są z cegły ceramicznej pełnej. Stropodach nad budynkiem jest wentylowany, ocieplony warstwą trocin z wapnem, stropodach nad salą gimnastyczną – skrzynkowy jest stropodachem z warstwą ocieplającą z żużla wielkopieczowego.

Podstawowe dane budynku:

- powierzchnia użytkowa 2 681,7 m²,
- kubatura 11 455 m³,
- kubatura części ogrzewanej 8 389 m³,
- liczba użytkowników 423 osoby.

Chociaż ogólny stan techniczny rozpatrywanego budynku jest dobry, jego przegrody zewnętrzne nie spełniają obecnych wymagań dotyczących maksymalnej wartości współczynnika przenikania ciepła U oraz obecnych standardów dotyczących rozwiązywania tak zwanych „słabych miejsc”.

Budynek ma tradycyjną, stalową instalację centralnego ogrzewania z rozdzielaczem dolnym, wykonaną w 1959 roku. Pracuje ona w układzie otwartym i nie jest wyposażona w automatyczną regulację. Ciepło na cele grzewcze wytwarzane jest w nowoczesnej kotłowni olejowej, zlokalizowanej w budynku.

2.2. Stan „termiczny” budynku przed modernizacją

Obliczenia sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynku w standardowym sezonie grzewczym oraz szczytowej mocy grzewczej wykonano przy pomocy programu komputerowego AUDYTOR [4] (tabl. 1).

Tabela 1.

Wyniki obliczeń dla budynku w stanie istniejącym

Rodzaj systemu ogrzewania	Q_{0co}	η_0	$w_{i0} \cdot w_{d0}$	Q'_{0co}	Q_{0cw}	Q_0	q_{0co+cw}	Q_{0r}
	GJ			GJ	GJ	GJ	MW	zł
Centralne z sieci miejskiej	1 493,48	0,68	1,00	2 181,93	417,51	2 599,44	0,23465	90 873
Kotłownia gazowa (gaz sieciowy)	1 493,48	0,55	1,00	2 727,41	417,51	3 144,92	0,23465	94 605
Kotłownia olejowa	1 493,48	0,55	1,00	2 727,41	417,51	3 144,92	0,23465	162 340

Q_{0co} – sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania budynku (bez uwzględnienia sprawności systemu grzewczego i przerw w ogrzewaniu),

η_0 – całkowita sprawność systemu grzewczego,

w_{i0}, w_{d0} – współczynniki uwzględniające przerwy na ogrzewanie w okresie tygodnia,

Q'_{0co} – sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania budynku z uwzględnieniem sprawności systemu grzewczego,

Q_{0cw} – obliczeniowe średnie zapotrzebowanie na ciepło do przygotowania ciepłej wody użytkowej (c.w.u.) z uwzględnieniem cyrkulacji,

q_{0co+cw} – obliczeniowa moc cieplna systemu grzewczego i c.w.u.,

Q_{0r} – opłata roczna za ogrzewanie i c.w.u.

Wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania w standardowym sezonie grzewczym wynosi dla przedmiotowego budynku $E = 49,45 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{rok})$.

3. Proponowany zakres termomodernizacji

Na podstawie oceny stanu technicznego budynku oraz jego właściwości termicznych zaproponowano listę zabiegów termomodernizacyjnych, pogrupowaną według wartości tzw. prostego czasu zwrotu nakładów (Simply Pay Back Time - SPBT).

Dla wyliczenia wartości SPBT poszczególnych zabiegów termomodernizacyjnych prowadzących do zmniejszenia strat ciepła przez przenikanie przez ściany i stropodachy skorzystano ze wzoru (1):

$$SPBT = \frac{N_u}{\Delta O_{rU}} [\text{lata}] \quad (1)$$

gdzie:

N_u – planowane koszty robót [zł],

ΔO_{rU} – roczna oszczędność kosztów energii wynikająca z zastosowania usprawnienia termomodernizacyjnego [zł/rok].

Wartość rocznej oszczędności kosztów energii ΔO_{rU} obliczono ze wzoru (2):

$$\Delta O_{rU} = (Q_{ou} \cdot O_{0z} - Q_{lu} \cdot O_{1z}) + 12 \cdot (q_{0u} \cdot O_{0m} - q_{1u} \cdot O_{1m}) + 12 \cdot (Ab_0 - Ab_1) \text{ [zł/rok]} \quad (2)$$

gdzie:

Q_{ou}, Q_{lu} – roczne zapotrzebowanie na ciepło na pokrycie strat przez przenikanie, przed i po wykonaniu zabiegu termomodernizacyjnego [GJ/rok],

O_{0z}, O_{1z} – opłata zmienna związana z dystrybucją i przesyłem jednostki energii wykorzystywanej do ogrzewania, przed i po wykonaniu usprawnienia termomodernizacyjnego [zł/GJ],

q_{0u}, q_{1u} – zapotrzebowanie na moc cieplną na pokrycie strat przez przenikanie, przed i po wykonaniu usprawnienia termomodernizacyjnego [MW],

O_{0m}, O_{1m} – stała opłata miesięczna związana z dystrybucją i przesyłem energii wykorzystywanej do ogrzewania, przed i po wykonaniu usprawnienia termomodernizacyjnego [zł/MW·miesiąc],

Ab_0, Ab_1 – miesięczna opłata abonamentowa przed i po wykonaniu usprawnienia termomodernizacyjnego [zł].

Do wyznaczenia wartości *SPBT* zabiegu termomodernizacyjnego polegającego na wymianie okien oraz poprawie systemu wentylacji skorzystano ze wzoru (3):

$$SPBT = \frac{N_{Ok} + N_w}{\Delta O_{rOk} + \Delta O_{rW}} \text{ [lata]} \quad (3)$$

gdzie:

N_{Ok} – planowane koszty robót związane z wymianą okien [zł],

N_w – planowane koszty związane z modernizacją wentylacji [zł],

ΔO_{rOk} – roczna oszczędność kosztów energii wynikająca z wymiany okien [zł/rok],

ΔO_{rW} – roczna oszczędność kosztów energii wynikająca z modernizacji wentylacji [zł/rok].

Wartość łącznej rocznej oszczędności kosztów energii $\Delta O_{rok} + \Delta O_{rw}$ wyliczono ze wzoru (4):

$$\Delta O_{ru} + \Delta O_{rw} = (Q_0 \cdot O_{0z} - Q_1 \cdot O_{1z}) + \\ + 12 \cdot (q_0 \cdot O_{0m} - q_1 \cdot O_{1m}) + 12 \cdot (Ab_0 - Ab_1) \text{ [zł/rok]} \quad (4)$$

gdzie:

Q_0, Q_1 – roczne zapotrzebowanie na ciepło na pokrycie strat przez infiltrację i ogrzanie powietrza wentylacyjnego, przed wykonaniem i po wykonaniu wariantu przedsięwzięcia termomodernizacyjnego [GJ/rok].

Na podstawie listy zabiegów termomodernizacyjnych uszeregowanych zgodnie z rosnącą wartością *SPBT* tworzą warianty przedsięwzięć termomodernizacyjnych, przy czym usprawnienia dotyczące systemu grzewczego z zasady proponowano jako pierwsze. W tabeli 2 zamieszczono poszczególne warianty termomodernizacyjne wraz z ich całkowitymi kosztami. Najuboższy jest wariant 9; kolejny, o niższym numerze, jest utworzony przez dodanie do wariantu poprzedniego dodatkowego zabiegu termomodernizacyjnego o rosnącej wartości *SPBT*.

Tabela 2.

Koszty inwestycyjne poszczególnych wariantów termomodernizacyjnych

Numer wariantu	Zabiegi termomodernizacyjne w poszczególnych wariantach termomodernizacyjnych	Planowane koszty całkowite [zł]
1	▪ docieplenie stropodachu nad salą gimnastyczną, ▪ jak w wariantcie nr 2	491 368
2	▪ docieplenie stropodachu nad budynkiem, ▪ jak w wariantcie nr 3	474 022
3	▪ docieplenie ścian piwnicy ogrzewanej, ▪ jak w wariantcie nr 4	413 556
4	▪ wymiana okien na sali gimnastycznej i w szatniach, ▪ jak w wariantcie nr 5	387 680
5	▪ wymiana okien, ▪ jak w wariantcie nr 6	359 590
6	▪ wymiana przeszklenia klatek schodowych, ▪ jak w wariantcie nr 7	193 700
7	▪ docieplenie ścian zewnętrznych klatek schodowych i sali gimnastycznej, ▪ jak w wariantcie nr 8	177 700
8	▪ docieplenie ścian zewnętrznych nadziemnej części budynku, ▪ jak w wariantcie nr 9	152 624
9	▪ modernizacja instalacji c.o.	22 195

Dla przedstawionych w tabeli 2 możliwych do realizacji wariantów termomodernizacji obliczone zostały roczne koszty ogrzewania (wraz z przygotowa-

niem c.w.u). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 3. Najdroższe jest ogrzewanie olejem opałowym. Koszty ogrzewania przy pomocy gazu i ciepłem z miejskiej sieci ciepłowniczej (dla stawek opłat miejscowego Przedsiębiorstwa Energetyki Ciepłej (PEC) są zbliżone.

Tabela 3.

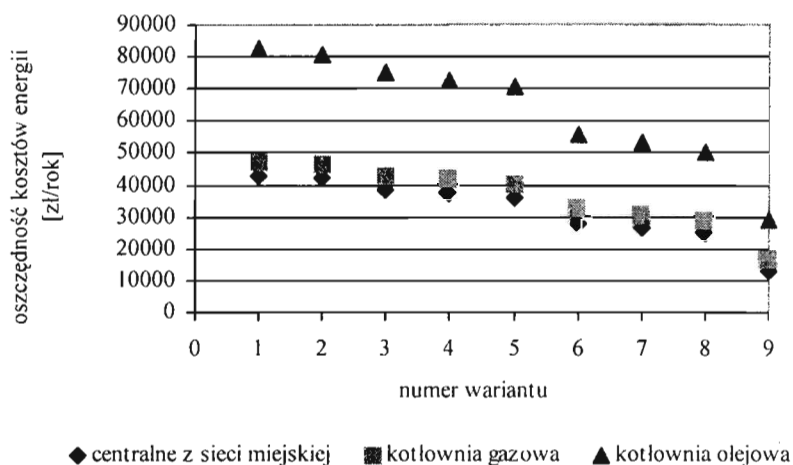
Koszty ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej
w poszczególnych wariantach termomodernizacyjnych

Numer wariantu	Koszt ogrzewania [zł/rok]		
	centralne z sieci miejskiej	kotłownia gazowa (gaz sieciowy)	kotłownia olejowa
1	47 918	47 331	80 034
2	48 791	48 230	81 562
3	52 101	51 655	87 498
4	53 521	53 020	89 950
5	54 618	54 150	91 874
6	62 740	62 550	106 534
7	64 286	64 123	109 086
8	65 950	65 835	112 013
9	77 705	77 830	132 972

Dobry stan techniczny kotłowni olejowej był powodem, że przy zestawieniu wariantów modernizacyjnych (tab. 2) początkowo nie rozpatrywano wymiany źródła ciepła. Jednakże, ze względu na duże zróżnicowanie kosztów eksploatacyjnych (tab. 3), w dalszej analizie rozpatrzono wymianę palnika istniejącego kotła olejowego i przystosowanie kotła do opalania gazem sieciowym lub wykorzystanie ciepła z miejskiej sieci ciepłowniczej.

4. Analiza efektywności termomodernizacji

Oszczędności finansowe po zrealizowaniu poszczególnych zabiegów termomodernizacyjnych (tab. 2) przy założeniu zasilania rozpatrywanego budynku z różnych źródeł ciepła przedstawiono na rysunku 1. Największe oszczędności uzyskuje się przy ogrzewaniu olejowym. Termomodernizacja powoduje redukcję zużycia najdroższej spośród rozpatrywanych rodzajów energii (najwyższa cena paliwa). Widoczne są bardzo duże rozbieżności pomiędzy tym rodzajem ogrzewania a pozostałymi rozpatrywanymi w artykule (gaz przewodowy i miejska sieć ciepłownicza).



Rys. 1. Oszczędność kosztów energii w poszczególnych wariantach termomodernizacji w przypadku różnych rodzajów ogrzewania

Na podstawie kosztów inwestycyjnych związanych z dostosowaniem istniejącego źródła ciepła (kotłownia olejowa) do spalania gazu sieciowego (wymiany palnika i wykonania przyłącza) lub korzystania z miejskiej sieci ciepłowniczej obliczono wskaźniki *SPBT* dla tych inwestycji. Wynoszą one odpowiednio 7,3 miesiąca dla gazu przewodowego oraz 1,1 roku – dla ciepła sieciowego. Zmiana źródła ciepła wpływa również na zmianę opłacalności opisanych powyżej zabiegów termomodernizacyjnych, takich jak zmniejszenie strat ciepła powodowanych przenikaniem przez ściany i stropodachy oraz nieszczelnością okien i złą wentylacją.

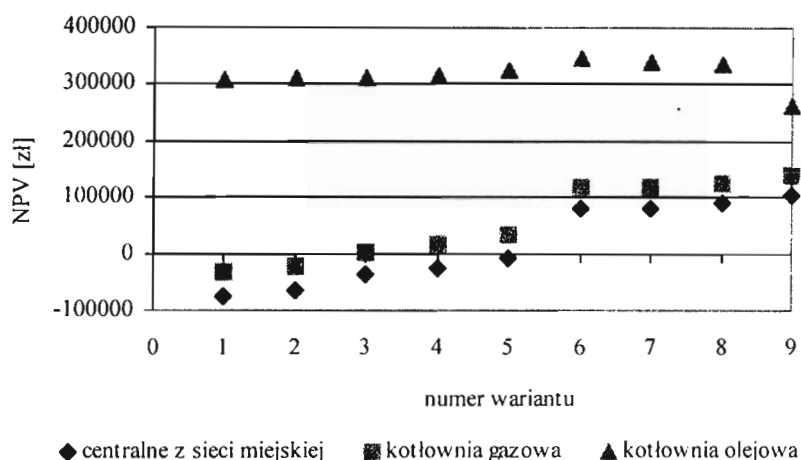
Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono wskaźniki *NPV* i *SPBT* dla poszczególnych wariantów termomodernizacji.

Zdyskontowaną wartość netto (Net Present Value) *NPV* obliczono ze wzoru (5):

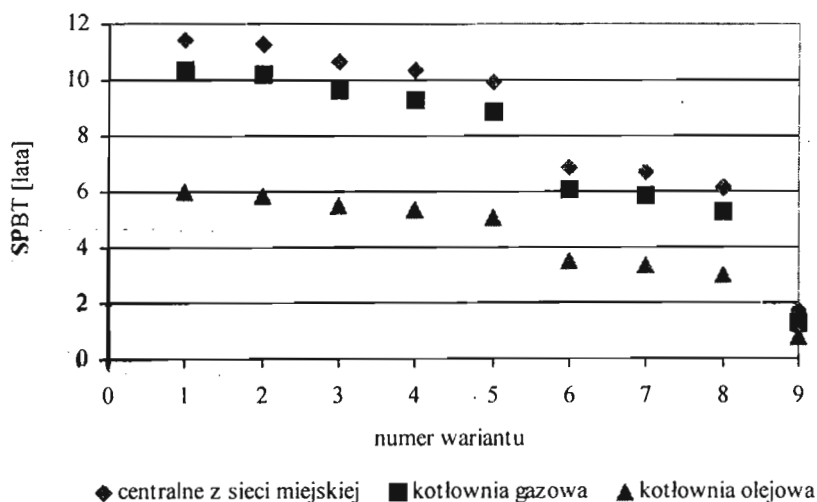
$$NPV = \sum_{t=1}^{15} \frac{1}{(1+i)^t} \cdot \Delta O_r - N \text{ [zł]} \quad (5)$$

gdzie:

- i – stopa dyskonta [zł],
- ΔO_r – oszczędność roczna wynikająca z zastosowania wariantu przedsięwzięcia termomodernizacyjnego [zł/rok],
- N – planowane koszty całkowite na termomodernizację [zł].



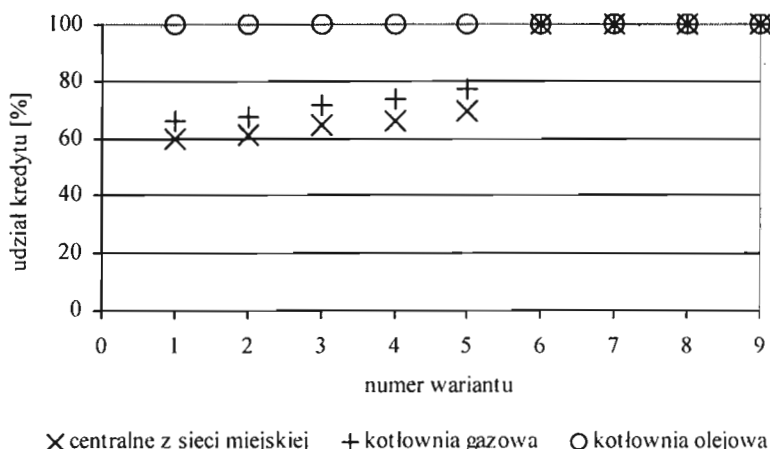
Rys. 2. Wpływ rodzaju ogrzewania na wskaźnik NPV



Rys. 3. Wpływ rodzaju ogrzewania na wartość SPBT

Najszerzy zakres inwestycji jest opłacalny (dodatnia wartość NPV) tylko przy zasilaniu olejem opałowym. W przypadku gdy budynek jest wyposażony w „tańszy” rodzaj ogrzewania, opłacalność inwestycji termomodernizacyjnych jest niższa (NPV ujemne dla wariantu numer 1 i 2 przy ogrzewaniu gazowym

i dla wariantu 1, 2, 3, 4 i 5 przy wykorzystywaniu miejskiej sieci ciepłowniczej. Okres zwrotu inwestycji przy pełnym zakresie termomodernizacji waha się od 6 lat dla zasilania olejem opałowym do 11,5 lat dla zasilania z sieci miejskiej.



Rys. 4. Maksymalny udział kredytu możliwego do spłacenia z oszczędności

Badano możliwość spłaty kredytu z oszczędności osiąganych po przeprowadzeniu poszczególnych wariantów termomodernizacji. W przypadku zasilania budynku z kotłowni olejowej (stan istniejący) możliwa jest spłata maksymalnej możliwej wysokości kredytu (80% wartości inwestycji) nawet przy pełnym (wariant 1) zakresie termomodernizacji (rys. 4). W pozostałych przypadkach za pomocą kredytu spłacanego z oszczędności można zrealizować tylko ograniczony zakres inwestycji (warianty termomodernizacji budynku od 6 do 9). Obliczenia przeprowadzono przy założeniu oprocentowania kredytu na poziomie 8% i stopy dyskonta na poziomie 5% oraz dziesięcioletniego okresu spłaty kredytu.

5. Podsumowanie

W zależności od rodzaju zasilania (paliwo, stan techniczny źródła ciepła) efekty finansowe termomodernizacji mogą być bardzo zróżnicowane.

Możliwości realizacji inwestycji termomodernizacyjnych z kredytów i późniejsza spłata zaciągniętych zobowiązań z uzyskiwanych oszczędności uzależnione są w dużym stopniu od używanego źródła ciepła.

Zamiana źródła ciepła (sieć miejska, gaz sieciowy zamiast oleju opałowego) może okazać się bardzo opłacalna (w przypadku istnienia technicznych możliwości) niezależnie od stanu technicznego istniejącego źródła ciepła.

Bardzo istotna jest wiedza inwestora o wzajemnych relacjach w cenach paliw i trendach ich zmian w przyszłości. Jest to ważne podczas planowania inwestycji termomodernizacyjnych, szczególnie w przypadku wspólnot mieszkaniowych, które z reguły dysponują niewielkimi środkami na inwestycje remontowe.

Wyniki rozważań zawartych w niniejszym artykule mogą pomóc właścicielom i zarządom podjąć decyzje o przystąpieniu do inwestycji termomodernizacyjnych w budynkach szkół i przedszkoli ogrzewanych z rozpatrywanych źródeł ciepła.

Literatura

- [1] Audyty energetyczne sześciu szkół na terenie Białegostoku wykonane w NAPE S.A. filia w Białymstoku sierpień 2002 – marzec 2003,
- [2] **Sarosiek W., Sadowska B.:** *Termomodernizacja dużego obiektu użyteczności publicznej*; Materiały Budowlane 1/2003, Warszawa, 2003,
- [3] **Sarosiek W., Stachniewicz R., Sadowska B.:** *Ekonomiczne aspekty termomodernizacji budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej*. Inżynieria i Budownictwo 8/2001,
- [4] Program „Audytor” wersja 1.1a, opracowany przez Fundację Poszanowania Energii i Instytut Inżynierii Budowlanej, Warszawa, 1994,
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 15 stycznia 2002 roku w sprawie szczegółowego zakresu i formy audytu energetycznego (Dz. U. nr 12/02, poz. 114).

THE INFLUENCE OF HEAT SOURCE AND KIND OF FUEL ON EFFICIENCY OF THE THERMOMODERNIZATION (ACCORDING TO RESEARCH ON PUBLIC BUILDING)

Summary: The influence of different ways of heating building on efficiency of the thermomodernization was analysed in this article. Basic economical indicators were put for individual variants of the thermomodernization.

Key words: thermomodernization, public building, economical effectiveness.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/WB/5/2002.

Jerzy Sulewski

TRWAŁOŚĆ MATERIAŁÓW STOSOWANYCH NA POKRYCIA DACHOWE W ASPEKcie BADAŃ APROBACYJNYCH I GWARANCJI PRODUCENTÓW

Streszczenie: W pracy przedstawiono warunki szacowania trwałości materiałów pokrycia dachowego, uwzględniane przy określaniu przewidywanego projektowanego okresu użytkowania budynku. Dokonano analizy czynników zewnętrznych mających wpływ na trwałość. Przedstawiono zasady prognozowania trwałości wyrobów w świetle badań aprobowanych i gwarancji producentów.

Słowa kluczowe: trwałość materiału-wyrobu, właściwości użytkowe, okres użytkowania budynku

1. Materiały pokryciowe a wymagania użytkowe

Trwałość obiektów budowlanych zależy od jakości materiałów zastosowanych do formowania ich zasadniczych elementów konstrukcji i wykończenia. Do elementów podstawowych należy dach i jego pokrycie, zabezpieczające obiekt przed bezpośrednim kontaktem ze środowiskiem zewnętrznym.

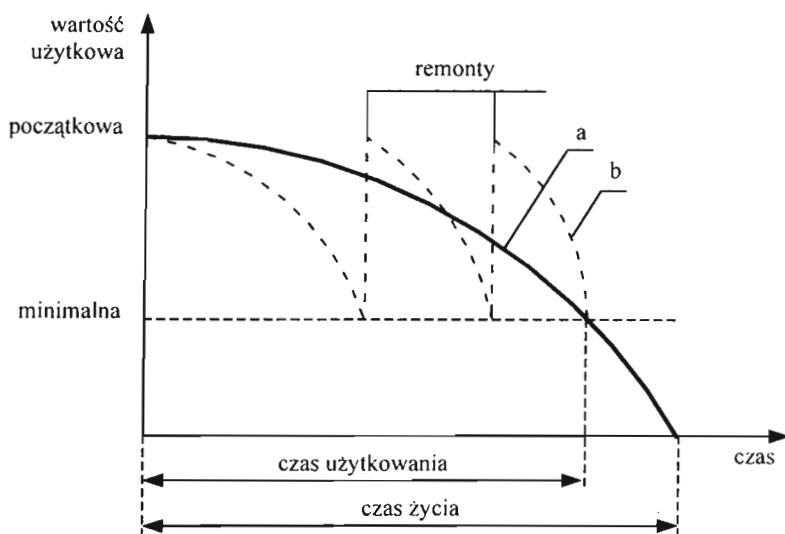
Wymagania, którym powinny odpowiadać właściwości użytkowe pokrycia dachowego obejmują jego **trwałość**.

Przy rozpatrywaniu trwałości elementów składowych budynku operuje się pojęciem „**okresu użytkowania**” (service life) [1]. Jest to czas, po którym osiągnięty jest stan graniczny użytkowania, określony przez odpowiednie kryteria: np. ugięcie, zarysowanie dla konstrukcji dachu, giętkość, przesiąkliwość dla pokrycia dachowego. Po osiągnięciu granicznego stanu użytkowania element składowy może istnieć aż do momentu całkowitej destrukcji, określonego jako „czas życia” (life time).

Obecnie za koniec użytkowania elementu pokrycia dachowego nie uznaje się jego fizycznego zniszczenia. Koniec użytkowania jest związany z chwilą, gdy

element pokrycia nie spełnia wymagań podstawowych, a dokonywanie napraw staje się zbyt kosztowne. W odniesieniu do materiałów pokrycia dachowego za czas użytkowania uznaje się czas, w którym spełniają one wymagane funkcje, tj. zapewniają, że pokrycie dachowe spełnia wymagania **właściwości użytkowych**.

Charakter zmian właściwości użytkowych materiałów pokrycia dachowego przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Zmiany właściwości użytkowych materiałów pokryciowych: a) zastosowanie bardzo trwałego materiału pokryciowego, np. blachy miedzianej, dachówki ceramicznej, b) stosowanie odpowiednich zabiegów remontowo-konserwacyjnych dla pokryć dachowych

2. Wpływ czynników zewnętrznych atmosferycznych na trwałość

Trwałość materiałów przy założeniu, że zostały one prawidłowo wbudowane w dach, zależy od miejsca zastosowania, środowiska, w którym będą eksploatowane oraz poziomu utrzymania.

Materiały i wyroby mają skończony okres użytkowania, ponieważ w wyniku oddziaływania **czynników środowiskowych** podlegają zmianom chemicznym, fizycznym lub mechanicznym, które powodują ich niszczenie i zmniejszenie zdolności do spełniania wymagań użytkowych. Postępujące w czasie użytkowania zużywanie się materiałów pokrycia dachowego i związane z tym zmiany ich cech wpływają na właściwości użytkowe budynku.

Do oszacowania trwałości niezbędny jest wybór i znajomość nie tylko początkowych właściwości materiałów, ale także ich zmian w czasie. Zmiany cech wyrobu nie mogą przekroczyć pewnych wartości minimalnych (krytycznych). Uwzględniając warunki użytkowania, należy określić czynniki wpływające na właściwości użytkowe pokrycia dachowego.

Wykaz czynników niszczących, w odniesieniu do poszczególnych rodzajów pokrycia dachowego, przedstawiono w tabeli 1.

Wymienionym w tabeli czynnikom degradacji przypisano właściwości użytkowe wyrobu, na które one wpływają. Wskazano cechy diagnostyczne, które mogą służyć jako wskaźniki niszczenia. Cechy diagnostyczne dla poszczególnych rodzajów pokryć dachowych można określić ilościowo korzystając z podanych w tabeli 1 informacji w odniesieniu do wskazanych tam Polskich Norm (patrz załącznik Nr 1: Wykaz norm) i przedmiotowych Aprobat Technicznych (AT).

Ocena skutków oddziaływania czynników niszczących na materiał lub wyrób w trakcie użytkowania, uporządkowania ich ważności i intensywności działania w przyjętych modelowanych mechanizmach degradacji jest przedmiotem opracowywanych procedur badawczych, dotyczących prognozowania przewidywanego okresu użytkowania wyrobów. Metoda badania trwałości materiałów pokryciowych obejmuje przyspieszone badania niszczące w modelowych warunkach laboratoryjnych oraz długotrwałe badania niszczenia w warunkach użytkowania.

3. Trwałość wyrobów w świetle badań aprobacyjnych

Dostępne wyroby na rynku materiałów pokryciowych można podzielić na grupy [2]. **Grupa I** to wyroby, które są stosowane w budownictwie od wielu lat. W stosunku do nich mamy zebrane doświadczenia z wielu (niejednokrotnie kilkudziesięciu) lat ich stosowania w różnych miejscach i w różnych warunkach eksploatacji. Informacje te stanowią dobrą podstawę do prognozowania trwałości materiałów (tab. 2).

Grupa II to wyroby nowe lub te, których okres użytkowania jest krótki (kilka lat), w stosunku do których doświadczenia eksploatacyjne są ograniczone.

Wprowadzenie na rynek tych wyrobów wymaga uzyskania, zgodnie z wymogami Prawa Budowanego (art. 5 i 10) [4], certyfikatu zgodności z PN lub Aprobata Techniczną.

Czynniki niszczące, które mają wpływ na trwałość wyrobów budowlanych

Pochodzenie czynnika	Czynnik	Rodzaj czynnika	Właściwości użytkowe Cechy diagnostyczne Wskaźniki niszczenia	Rodzaj materiału na pokrycie	Materiały	
				Nazwa pokrycia	Powłoki bezspoinowe	Laminaty z mas asfaltowych i asfaltowo-poliuretanowych
				Wymagana zgodność z:	AT	AT
1	2	3	4	5	6	
Czynniki niszczenia w warunkach atmosferycznych	promieniowanie	słoneczne	Właściwości fizyko-mechaniczne			
			Odporność na starzenie po napromieniowaniu UV określona:			
			a) trwałością barwy			
			b) uderzonością w temperaturze +20; -20°C			
			c) maksymalnym naprężeniem przy rozciąganiu	+		
			d) naprężeniem przy zerwaniu			
	temperatura	podwyższona obniżona cyklicznie	e) wydłużeniem względnym przy zerwaniu	+		
			f) giętkością	+		+
			Grubość rdzenia/powłoki			
			Odporność na działanie temperatury	+		+
			Stabilność termiczna wymiarów			
			Splywność powłoki	+		+
	woda	w stanie stałym (śnieg, lód) w stanie ciekłym (deszcz, woda stojąca) w stanie gazowym (para wodna)	Odporność na (tworzenie się pęcherzy)			
			Wodoszczelność			
			Prześlakliwość	+		+
			Nasiąkliwość	+		
	zamrażanie rozmarzanie		Paraprzepuszczalność	+		
			Mrozoodporność			
	zanieczyszczenie powietrza	gazy (tlenki azotu i siarki) mgły (aerozole, roztwory soli, kwasów i alkaliów) cząstki stałe (piasek, pył, brud)	Odporność na korozję powłok na agresję środowiska według PN-70/H-04651 [25]			
			Zawartość składników rozpuszczanych w chloroformie			
			Wygląd zewnętrzny			
			a) barwa			
			b) stan powierzchni			
Czynniki związane z użytkowaniem	zużycie normalne		c) twardość powłoki/rodzaj powłoki			
			d) przyczepność			
			Grubość powłoki			
			Odporność na odrywanie przez wiatr od podłoża	+		+
			Właściwości eksploatacyjne			
			Odporność na dziurawienie (przebiecie)			
			Wytrzymałość na rozzerwanie			
			Wytrzymałość na złamanie (zginanie)			
			Odporność na zmęczenie	+		
			Przyczepność posypki papowej			
			Grubość warstwy/rdzenia	+		

Tabela 1.

stosowanych na pokrycia dachowe

bitumiczno-polimerowe			Materiały rolowe z tworzyw sztucznych	Blachy							Dachówki		Inne materiały	
Papy asfaltowe i asfaltowo-polimerowe	Papy termozgrzewalne modyfikowane APP, SBS	Asfaltowe gonty papowe		Folie PCV	Blachy faliste stalowe ocynkowane	Blachy faliste ocynkowane powlekane	Blachy faliste aluminiowe	Blachy w arkuszach cynkowe	Blachy w arkuszach miedziane i platerowane	Blachy dachówko-podobne	Dachówki ceramiczne	Dachówki cementowe	Płyty włókno-cementowe	Płyty z twardego PCV
PN [1,2,3,4,5,6]	PN [7] AT	PN-EN[8] AT	AT	PN [9,25]	AT	PN[10] AT	PN-EN [11]	PN [12]	AT	PN[13-20]	PN [21,22]	PN-EN [23]	PN-EN [24]	
7	8	9	10	11	12	13			14	15	16	17	18	
		+		+	+				+	+	+		+	
													+	
+	+	+	+										+	
+	+	+	+										+	
+	+		+										+	
+	+			+								+	+	
	+												+	
		+												
		+												
+	+	+	+							+	+	+		
+		+								+	+	+		
										+	+	+		
	+			+	+		+		+					
				+					+	+	+			
				+			+		+	+	+			
			+	+			+		+					
+		+	+											
										+	+	+		
	+													
	+	+												
	+			+	+		+		+			+		

Tabela 2.

Trwałość pokrycia dachowego w zależności od zastosowanego materiału (wyrobu) według danych zagranicznych (kol. 1 i 2) i krajowych (kol. 3, 4) podanych w literaturze [3]

Rodzaj zastosowanego materiału - wyrobu	Trwałość [lata]	Rodzaj pokrycia dachowego	Orientacyjny okres trwałości [lata]
1	2	3	4
Krycie papą – podwójne	8 – 30	Pokrycie papowe	10-20
Krycie blachą ▪ stalową ocynkowaną ▪ cynkową ▪ miedzianą	25 – 30 40 – 50 100	Pokrycie z blachy ▪ stalowej ocynkowanej ▪ cynkowej ▪ miedzianej	40 – 50 30 – 50 300
Krycie dachówką ▪ cementową ▪ ceramiczną	40 – 50 100	Pokrycie z dachówki	20 – 60
Krycie wyrobami z azbesto-cementu	70 – 80	–	–
Krycie łupkiem	100	–	–

Aprobata Techniczna jest dokumentem potwierdzającym, że wyrób jest przydatny do stosowania w sposób podany przez producenta. Daje możliwość otrzymania elementu budynku o zakładanych właściwościach użytkowych. W procesie wydawania aprobat sprawdzane są te właściwości wyrobu, które wywierają istotny wpływ na jego trwałość we wskazanym przez producenta zakresie stosowania. Wartości krytyczne dla badanych właściwości materiału są ustalane na podstawie doświadczenia (przez porównanie z wartościami dla materiałów już znanych); dla cech zmieniających się w czasie dodatkowo ustala się mechanizm degradacji w postaci funkcji opisującej zależność badanej cechy od czasu i parametrów środowiska (opisanego w tabeli 1).

Badania te mają charakter badań przyspieszonych, ze względu na określony przepisami czas postępowania aprobowego. Przyspieszenie uzyskuje się poprzez modelowanie parametrów środowiska, z uwzględnieniem doświadczenia, kryteriów oceny i procedur opracowanych przez jednostkę aprobową.

Teoretyczne podstawy do opracowania prognoz dotyczących trwałości wyrobów budowlanych, w tym materiałów stosowanych na pokrycia dachowe, opracowywane są w trakcie wieloletnich programów naukowych m.in. w Instytucie Techniki Budowlanej w Warszawie. Zagadnienia te są przedmiotem opracowań dotyczących uwzględnienia trwałości na etapie projektowania, wykonania i utrzymania obiektów.

4. Gwarancje trwałości udzielane przez producentów materiałów i wyrobów na pokrycia dachowe

W wydawnictwach techniczno-reklamowych, jako jedną z cech produkowanych przez siebie wyrobów **producenci materiałów budowlanych, podają ich trwałość.**

Firmy produkujące od wielu lat wyroby tego samego rodzaju gromadzą informacje o ich zachowaniu się w różnych warunkach eksploatacji i różnych zastosowaniach (wykazy obiektów według list referencyjnych). Z tego względu mogą udzielać gwarancji na trwałość produkowanych przez siebie wyrobów.

Zestawienie gwarancji trwałości dla materiałów i wyrobów na pokrycia dachowe, oferowanych na rynku krajowym, przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3.

Zestawienie gwarancji trwałości dla materiałów i wyrobów na pokrycia [5]

Rodzaj proponowanego materiału (wyrobu)	Gwarancja lata]
1	2
Folie dachowe wierzchniego krycia	10 – 15
Papy podkładowe i wierzchniego krycia	
▪ modyfikowane SBS	5 – 15
▪ modyfikowane APP	10
▪ oksydowane z osnową poliestrową	10
▪ oksydowane z osnową na tkaninie szklanej	5 – 10
Dachówki bitumiczne	10 – 40
Blachy stalowe ocynkowane (lakierowane, powlekane)	10 – 15
Blachy cynkowe	10
Blachy miedziane	10 – 50
Blachy aluminiowe	10
Dachówki cementowe	30
Dachówki ceramiczne	10 – 30
Łupek naturalny	30
Płyty włóknisto-cementowe	10 – 30
Płyty faliste bitumiczne	10 – 15

Powstaje pytanie: jaka jest wartość tego rodzaju informacji przekazanej w formie deklaracji gwarancji zawartej w materiale techniczno-reklamowym, gwarancji pisemnej lub gwarancji producenta w formie polisy ubezpieczeniowej udzielanej przez firmę asekuracyjną?

Gwarancje trwałości producentów zawierają warunki, które musi spełnić inwestor w trakcie wykonywania robót pokryciowych, a użytkownik w zakresie ich konserwacji.

Producent odstępuje od udzielonej gwarancji w przypadku, gdy:

- stwierdzono wady innych dodatkowych produktów użytych do pokrycia dachowego,
- nie było dostatecznej wentylacji dachu,
- niewłaściwie przygotowano podłoże,
- źle wykonano obróbki blacharskie,
- pokrycie dachowe ułożono niezgodnie z zasadami i szczegółową instrukcją producenta (wokół kominów, na kalenicy itp.),
- wyroby przeznaczone na pokrycie przechowywano niezgodnie z zasadami i zaleceniami.

Uzyskanie **gwarancji** na określony czas na wykonane pokrycie dachowe (przy użyciu wyrobów mających certyfikaty zgodności z PN lub Aprobatami Technicznymi, z zachowaniem technologii i zakresu stosowania zgodnie z zaleceniami producenta, warunkujących uzyskanie pokrycia o wymaganych właściwościach użytkowych) musi być poparte **zapisem w umowie** zawartej z wykonawcą robót pokryciowych.

Wartość gwarancji zależy od tego, czy firmy, które ich udzieliły będą jeszcze istniały na rynku producentów.

5. Podsumowanie

Następuje szybki rozwój wiedzy w dziedzinie oceny **trwałości i przewidywania okresu przydatności użytkowej** wyrobów budowlanych.

Zwiększają się wymagania inwestorów i właścicieli budynków dotyczące możliwości uzyskania wiarygodnych danych w zakresie ustalenia (wymaganego, przewidywanego, projektowanego, pozostałego) okresu użytkowania budynku i jego części składowych. Konieczność **utrzymania budynku i jego części** na odpowiednim poziomie (zgodnie z art. 5 i 61,62 Prawa Budowlanego [3]) stworzyła podstawy do nowego formułowania wymagań dotyczących ich trwałości.

Wprowadza to potrzebę operacyjnego traktowania trwałości w projektowaniu, wykonawstwie i eksploatacji. Powstają możliwości przewidywania trwałości konstrukcji i elementów wykończenia (w tym pokrycia dachowego) z wykorzystaniem danych o trwałości materiałów i wyrobów zastosowanych do ich wykonania [6].

W prognozowaniu trwałości zastosowanych materiałów winny być określone każdorazowo warunki użytkowania z uwzględnieniem oddziaływań środowiska, poziomu wykonawstwa robót gwarantowanego stosowaniem systemu zapewnienia jakości i procedur kontroli jakości serii ISO 9000 oraz poziomu utrzymania (przez określenie zasad w specjalnie opracowanym programie utrzymania i kontroli obiektu).

Literatura

1. **Ściślewski Zb.:** *Zasady projektowania budynków i budowli z uwzględnieniem trwałości*. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej. Seria: Studia. Warszawa, 1994.
2. **Ściślewski Zb., Suchan M.:** *Trwałość wyrobów budowlanych i gwarancje*. Kalendarz Budowlany 2000. PZITB Warszawa, 2000.
3. **Kierski B., Bolkowski J.:** *Ekonomiczne aspekty trwałości materiałów i wyrobów w budownictwie*. Budownictwo i Gospodarka Miejska ,Nr 4/95.
4. **Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane** (Dz. U. Nr 89 z 1994 roku, poz. 414 wraz z późniejszymi zmianami).
5. *Materiały techniczno-reklamowe producentów pokryć dachowych; aktualne aprobaty techniczne*.
6. *Trwałość budynków i okres użytkowania wyrobów budowlanych w ustaleniach technicznych zharmonizowanych z dyrektywą 89/106/EWG*. Instytut Techniki Budowlanej. Seria: Dokumenty Unii Europejskiej dotyczące budownictwa.

DURABILITY OF ROOFING MATERIALS IN ASPECT APPROVAL EXEMINATIONS AND PRODUCERS GUARANTEE

Summary: Overall conditions regarding evaluation of durability of roofing materials, which is considered in determination of anticipated-designed service live of building is presented in the paper. Analysis of the influence of external factors upon durability has been done. Principles of durability anticipation will be presented regarding approval examinations and guarantee procedures.

Key words: durability of material-product, performance, service life

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/1/2002.

WYKAZ NORM DOTYCZĄCYCH POKRYĆ DACHOWYCH**Materiały bitumiczne i bitumiczno-polimerowe**

- [1] PN-89/B-27617 *Papa asfaltowa na tekturze budowlanej*
- [2] PN-92/B-27619 *Papa asfaltowa na folii lub taśmie aluminiowej*
- [3] PN-B-27620:1998 *Papa asfaltowa na welonie z włókien szklanych*
- [4] PN-B-27621:1998 *Papa asfaltowa podkładowa na włókninie przeszzywanej*
- [5] PN-90/B-04615 *Papy asfaltowe i smołowe. Metody badań*
- [6] PN-80/B-10240 *Pokrycia dachowe z papy i powłok asfaltowych. Wymagania i badania przy odbiorze*
- [7] PN-91/B-27618 *Papa asfaltowa zgrzewalna na osnowie zdwojonej przeszzywanej z tkaniny szklanej i welonu szklanego*
- [8] PN-EN-544:2000 *Gonty asfaltowe na osnowie mineralnej i / lub syntetycznej*

Materiały pokryciowe z blachy

- [9] PN-84/H-92126 *Blachy stalowe profilowane ocynkowane oraz ocynkowane i powlekane*
- [10] PN-87/H-92741/02 *Aluminium i stopy aluminium. Blachy. wymiary*
- [11] PN-EN-988:1998 *Cynk i stopy cynku. Specyfikacja techniczna płaskich wyrobów walcowanych dla budownictwa*
- [12] PN-77/H-92780 *Blachy i pasy stalowe platerowane miedzią, mosiądzem lub niklem*

Materiały dachówkowe

- [13] PN-B-12020:1997 *Pokrycia dachowe ceramiczne. Dachówki i gąsiory dachowe*
- [14] PN-75/B-12029 *Ceramiczne materiały dekarские. Dachówki i gąsiory dachowe. Badania*
- [15] PN-EN-538:1999 *Dachówki ceramiczne. Badania nośności na zginanie*
- [16] PN-EN-539-1:1999 *Dachówki ceramiczne. Określenie charakterystyki fizycznej. Badanie przesiąkliwości*
- [17] PN-EN-539-2:2000 *Dachówki ceramiczne. Określenie charakterystyki fizycznej. Badanie mrozoodporności*
- [18] PN-EN-1024:2000 *Dachówki ceramiczne. Określenie właściwości geometrycznych*
- [19] PN-70/B-12016 *Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne*
- [20] PN-71/B-10241 *Roboty pokrywowe. Krycie dachówką ceramiczną. Wymagania i badania przy odbiorze*
- [21] PN-63/B-10243 *Roboty pokrywowe dachówką ceramiczną. Wymagania i badania techniczne przy odbiorze*
- [22] PN-B-12070:1996 *Wyroby budowlane z betonu. Dachówki i gąsiory dachowe cementowe*

Inne

- [23] PN-EN-494:1999 *Profilowane płyty włóknisto-cementowe do pokryć dachowych i elementy wyposażenia. Charakterystyka wyrobu i metody badań*
- [24] PN-EN-607:1999 *Wyroby z twardego PVC do krycia dachów*
- [25] PN-70/H-04651 *Ochrona przed korozją. Klasyfikacja i określenie agresywności korozyjnej środowisk*

Maria Jolanta Sulewska

NOWA METODA OCENY DOKŁADNOŚCI POMIARÓW PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH

Streszczenie: W 1993 roku Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna (ISO) wydała dokument [1] dotyczący zasad obliczania i wyrażania niepewności pomiaru. Ujednoliconą procedurą charakteryzowania jakości wyniku pomiaru umożliwia jednoznaczną interpretację wyników pomiarów, wykonywanych na całym świecie.

W pracy podano podstawy nowej metody oceny dokładności pomiarowej parametrów geotechnicznych w świetle wytycznych międzynarodowych [1, 2].

Słowa kluczowe: parametry geotechniczne, badania, gęstość objętościowa gruntu, niepewności pomiaru

1. Wstęp

W roku 1993 International Organization for Standardization (ISO) opublikował dokument pt.: „Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement”, który wprowadził nową metodę oceny niepewności wyniku pomiaru.

W roku 1999 Główny Urząd Miar przygotował wydanie polskie noszące tytuł „Wyrażanie niepewności pomiaru. Przewodnik” [1]. Przewodnik ustala ogólne zasady obliczania i wyrażania niepewności, które można stosować w szerokim zakresie pomiarów.

Podając wynik pomiaru wielkości fizycznej, należy dołączyć koniecznie także ocenę ilościową niepewności tego wyniku. „Przewodnik” podał uzgodnioną, w skali światowej, procedurę charakteryzowania jakości wyniku pomiaru. W epoce globalnego rynku konieczne było ujednolicenie metod obliczania i wyrażania pomiaru w celu stworzenia podstaw do międzynarodowego porównywania wyników pomiarów.

W pracy przybliżono nową metodę obliczania niepewności oraz zilustrowano ją przykładem obliczenia niepewności pomiaru gęstości objętościowej gruntu za pomocą cylindra.

2. Nowa klasyfikacja niepewności

Pomiar może być zdefiniowany jako identyfikacja parametryczna modelu [2]. Pomiar jest zawsze niedokładny – wartość zmierzona różni się od wartości prawdziwej z powodu niedoskonałości badacza, aparatury, metod pomiarowych i warunków badania.

Niepewność pomiaru (u) jest wielkością, która pozwala wyznaczać granice przedziału, zawierającego z założonym prawdopodobieństwem nieznaną wartość rzeczywistą mierzonej wielkości.

Nowa klasyfikacja niepewności uwzględnia sposób, w jaki można obliczyć składowe niepewności całkowitej.

Na niepewność wyniku pomiaru składa się szereg składników, które można podzielić na 2 kategorie, w zależności od sposobu obliczania wartości liczbowych tych składników:

- niepewności typu A – (u_A) wyznaczone są za pomocą metod statystycznych i odpowiadają niepewnościom spowodowanym efektami przypadkowymi,
- niepewności typu B – (u_B) wyznaczone są innymi metodami i odpowiadają niepewnościom spowodowanym efektami systematycznymi, wnoszonymi przez przyrządy pomiarowe.

W przypadku, gdy jedna z nich jest na tyle mała, że można ją pominąć, rozpatruje się tylko tę niepewność, którą można uznać za dominującą. Przyjmuje się, że dominująca jest niepewność dziesięciokrotnie większa od drugiej.

Mogą zaistnieć następujące sytuacje:

- a) gdy niepewnością dominującą jest niepewność standardowa typu A ($u_A \gg u_B$), rozpatruje się tylko niepewność całkowitą typu A ,
- b) gdy niepewnością dominującą jest niepewność standardowa typu B ($u_B \gg u_A$), rozpatruje się niepewność całkowitą typu B ,
- c) gdy obie niepewności mają wartości porównywalne ($u_A \approx u_B$) rozpatruje się niepewność całkowitą typu AB .

Jednocześnie oba typy niepewności należy traktować jednakowo – jako niepewności o charakterze losowym, a podstawą do ich oszacowania jest zawsze ocena odchyłeń standardowych (σ).

Kolejno oblicza się następujące wielkości:

a) poszczególne niepewności standardowe:

$$u_i = \sigma_i \quad (1)$$

b) niepewność standardową łączną, która jest sumą wielu składowych niepewności standardowych:

$$u_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2} = \sigma_t \quad (2)$$

c) niepewność całkowitą:

$$u_c = k_\alpha u_t = k_\alpha \sigma_t \quad (3)$$

gdzie mnożnik k_α jest wartością zmiennej standaryzowanej, dobieraną ze względu na założony poziom ufności α dla określonego rozkładu prawdopodobieństwa lub splotu rozkładów [2].

W praktyce stosuje się przybliżenie, polegające na przyjęciu wartości $k_\alpha = 2$ lub $k_\alpha = 3$, zakładając, że wartościom tym odpowiadają poziomy ufności odpowiednio $\alpha = 0,95$ lub $\alpha = 0,99$.

3. Pomiary obarczone dominującą niepewnością standardową typu A

3.1. Pomiary bezpośrednie

Niepewność standardowa typu A objawia się statystycznym rozrzutem wyników w serii badań powtarzanych w tych samych warunkach.

Miarą liczbową niepewności standardowej typu A jest estymator odchylenia standardowego dla średniej.

Należy obliczyć:

a) wartość średnią (oczekiwaną) $\bar{x}$ mierzonej wielkości zmiennej X :

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (4)$$

- b) wariancję eksperymentalną obserwacji S_x^2 , czyli średnią kwadratów odchyleń od wartości średniej; odzwierciedla ona rozproszenie wyników:

$$S_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (5)$$

- c) odchylenie standardowe eksperymentalne S_x , stanowiące miarę średniego odchylenia wyników w próbie od wartości oczekiwanej $\bar{x}$:

$$S_x = \sqrt{S_x^2} \quad (6)$$

Wariancja eksperymentalna obserwacji S_x^2 oraz odchylenie standardowe eksperymentalne S_x charakteryzują rozrzut obserwowanych wartości x_i wokół średniej $\bar{x}$.

- d) wariancję eksperymentalną średniej $S_{\bar{x}}^2$, która jest miarą niepewności pomiarowej serii n wyników:

$$S_{\bar{x}}^2 = \frac{S_x^2}{n} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (7)$$

- e) odchylenie standardowe eksperymentalne średniej $S_{\bar{x}}$, które jest miarą przypadkowej niepewności wartości średniej:

$$u_A = S_{\bar{x}} = \sqrt{S_{\bar{x}}^2} = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (8)$$

Wariancja eksperymentalna średniej $S_{\bar{x}}^2$ (wariancja typu A) i odchylenie eksperymentalne średniej $S_{\bar{x}}$ (niepewność standardowa typu A) są używane jako miary niepewności wartości średniej $\bar{x}$.

- f) niepewność całkowitą u_c :

$$u_c = k_A(\alpha) u_A \quad (9)$$

gdzie $k_A(\alpha)$ – współczynnik rozszerzenia przyjmowany jak we wzorze (3).

Wynik pomiaru podawany jest w postaci:

$$x = \bar{x} \pm u_c \text{ dla } \alpha = \dots \quad (10)$$

lub w postaci przedziału ufności:

$$P(\bar{x} - u_c < x < \bar{x} + u_c) = \alpha \quad (11)$$

3.2. *Pomiary pośrednie*

W pomiarach pośrednich wielkość Y jest funkcją j -tych wielkości poszczególnych zmiennych X_j mierzonych bezpośrednio:

$$Y = f(X_j) \quad \text{gdzie } j = 1, 2, \dots, N \quad (12)$$

Dla każdej wielkości zmiennej X_j mierzonej bezpośrednio wykonuje się serię n pomiarów i określa się wartości średnie $\bar{x}_j$ i niepewności standardowe u_{Aj} , a następnie oblicza się:

a) wartość średnią wielkości mierzonej pośrednio:

$$\bar{y} = f(\bar{x}_j) \quad (13)$$

b) niepewność standardową łączną dla średniej $\bar{y}$:

$$u_{A\bar{y}} = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial y}{\partial \bar{x}_j} \right)^2} u_{Aj}^2 = u_t \quad (14)$$

c) niepewność całkowitą:

$$u_{Ac} = k_A(\alpha) u_{A\bar{y}} \quad (15)$$

Wynik pomiaru podawany jest w postaci:

$$y = \bar{y} \pm u_{Ac} \quad \text{dla } \alpha = \dots \quad (16)$$

4. Pomiary obarczone dominującą niepewnością standardową typu B

4.1. Pomiary bezpośrednie

Źródłem niepewności standardowej typu B są najczęściej niedoskonałości aparatury pomiarowej. Oceniając niepewność standardową typu B , można skorzystać ze znajomości tylko jednej wartości pomiarowej. Wartość tę uznaje się za estymator wartości oczekiwanej $\bar{x}$.

O błędzie aparatury pomiarowej informuje wartość graniczna błędu Δ_g , określona przez wskaźnik klasy lub dokładność odczytu z podziałki przyrządu. Przy założeniu, że błędy aparatury mają rozkład jednostajny (to znaczy, że błędy te z jednakowym prawdopodobieństwem przyjmują wartości z zakresu $\pm \Delta_g$), odchylenie standardowe rozkładu jednostajnego będzie niepewnością standardową typu B .

Kolejno można obliczyć [1, 2]:

a) wariancję:

$$u_B^2 = \frac{\Delta_g^2}{3} \quad (17)$$

b) niepewność standardową typu B:

$$u_B = \frac{\Delta_g}{\sqrt{3}} \quad (18)$$

c) niepewność całkowitą:

$$u_{B_c} = k_B(\alpha) u_B \quad (19)$$

gdzie $k_B(\alpha)$ – współczynnik rozszerzenia przyjmowany jak we wzorze (3).

Wynik pomiaru można zapisać:

$$x = \bar{x} \pm u_{B_c} \text{ dla } \alpha = \dots \quad (20)$$

4.2. Pomiary pośrednie

Przy pomiarach pośrednich istnieje konieczność uwzględnienia w ocenie niepewności całkowitej więcej niż jednej niepewności standardowej typu B .

Oblicza się kolejno:

a) wartość wielkości mierzonej pośrednio:

$$Y = f(X_j) \quad \text{gdzie } j = 1, \dots, N \quad (21)$$

b) odchylenie standardowe łączne dla wartości Y :

$$u_{By} = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial y}{\partial x_j} \right)^2} u_{Bj} = u_t \quad (22)$$

c) niepewność całkowitą:

$$u_{Bc} = k_B(\alpha) u_{By} \quad (23)$$

Wynik pomiaru ma postać:

$$y = \bar{y} \pm u_{Bc} \quad \text{dla } \alpha = \dots \quad (24)$$

5. Pomiary obarczone niepewnością standardową typu AB

5.1. Pomiary bezpośrednie

W pomiarach bezpośrednich mogą wystąpić błędy losowe i błędy aparaturowe. Oblicza się kolejno:

a) niepewność standardową łączną:

$$u_{AB} = \sqrt{u_A^2 + u_B^2} = u_{tAB} \quad (25)$$

b) niepewność całkowitą:

$$u_{ABc} = k_{AB}(\alpha) u_{AB} \quad (26)$$

gdzie $k_{AB}(\alpha)$ – współczynnik rozszerzenia przyjmowany jak we wzorze (3).

Wynik pomiaru zostanie zapisany jako:

$$x = \bar{x} \pm u_{ABc} \quad \text{dla } \alpha = \dots \quad (27)$$

5.2. Pomiary pośrednie

Dla funkcji $Y = f(X_j)$, gdzie $j = 1, 2, \dots, N$, należy obliczyć:

- wartość mierzona pośrednio $\bar{y}$ według wzoru (13)
- niepewność standardową łączną dla j poszczególnych wielkości mierzonych bezpośrednio:

$$u_{ABj} = \sqrt{u_{Aj}^2 + u_{Bj}^2} = u_{tABj} \quad (28)$$

- niepewność standardową łączną dla średniej $\bar{y}$:

$$u_{AB\bar{y}} = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial y}{\partial \bar{x}_j} \right)^2} u_{ABj}^2 \quad (29)$$

- niepewność całkowitą:

$$u_c = k_{AB}(\alpha) u_{AB\bar{y}} \quad (30)$$

Wynik pomiaru ma postać:

$$y = \bar{y} \pm u_c \quad \text{dla } \alpha = \dots \quad (31)$$

6. Przykład obliczeniowy

Nowe zasady obliczania niepewności wykorzystano do obliczenia niepewności pomiaru gęstości objętościowej gruntu metodą cylindra miarowego według [3]. Badania wykonano na podłożu modelowanym z piasku średniego, mało wilgotnego, zagęszczonego w sposób jednorodny wibratorem powierzchniowym. Wszystkie pomiary bezpośrednie powtórzono pięciokrotnie.

6.1. Niepewności standardowe pomiarów bezpośrednich

W tabeli 1 zamieszczono wyniki x_i (gdzie: $i = 1, \dots, 5$) pomiarów poszczególnych zmiennych X_j (gdzie: $j = 1, \dots, 4$) oraz obliczone wartości dla każdej

zmiennej: wartość średnią $\bar{x}_j$, wariancję eksperymentalną średniej u_{Aj}^2 i wariancję u_{Bj}^2 , niepewność standardową typu A , oznaczoną symbolem u_{Aj} oraz niepewność standardową typu B , oznaczoną symbolem u_{Bj} , wariancje łączne u_{ABj}^2 oraz niepewności standardowe łączne u_{ABj} .

Ustalono, że zmienne: D, h, m_t są obarczone niepewnościami typu AB , natomiast w przypadku zmiennej m_{mt} dominuje niepewność typu A , a niepewność typu B można pominąć.

6.2. Niepewności standardowe pomiaru pośredniego

Dla pomiaru gęstości objętościowej gruntu obliczono:

- wartość średnią: $\bar{\rho} = 1,720 \text{ g/cm}^3$
- wariancje łączne u_{ABj}^2 poszczególnych pomiarów bezpośrednich (tab. 1, kolumna 10) według wzoru:

$$u_{ABj}^2 = u_{Aj}^2 + u_{Bj}^2 \quad (32)$$

- niepewności standardowe łączne poszczególnych pomiarów bezpośrednich (tab. 1, kolumna 11) według wzoru:

$$u_{ABj} = \sqrt{u_{ABj}^2} \quad (33)$$

- pochodne cząstkowe funkcji $\bar{\rho} = f(\bar{D}, \bar{h}, \bar{m}_t, \bar{m}_{mt})$ względem każdego niezależnego pomiaru bezpośredniego:

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial \bar{D}} = \frac{-8(\bar{m}_{mt} - \bar{m}_t)}{\pi \bar{D}^3 \bar{h}} = -0,529189 \quad (34)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial \bar{h}} = \frac{-4(\bar{m}_{mt} - \bar{m}_t)}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}^2} = -0,432260 \quad (35)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial \bar{m}_t} = \frac{-4}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}} = -0,007567 \quad (36)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial \bar{m}_{mt}} = \frac{4}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}} = 0,007567 \quad (37)$$

Tabela 1.
Wyniki niezależnych pomiarów bezpośrednich, wartości wariancji i niepewności standardowych typu A, typu B oraz typu AB dla pomiarów bezpośrednich

Zmienne X_j $j = 1, \dots, 4$	Pomiary x_i $i = 1, \dots, 5$	Graniczny błąd aparatury Δ_g	Średnie $\bar{x}_j$	u_{Aj}^2	u_{Aj}	$u_{Bj}^2 = \frac{\Delta_g^2}{3}$	$u_{Bj} = \frac{\Delta_g}{\sqrt{3}}$	Typ niepewności dominującej	u_{ABj}^2	u_{ABj}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1 D [cm]	6,500	0,005	6,502	0,0000015	0,001225	0,0000083	0,002887	$u_A = u_B$ Typ AB	0,0000098	0,003130
	6,505									
	6,500									
	6,500									
	6,505									
2 h [cm]	3,980	0,005	3,980	0,0000025	0,001581	0,0000083	0,002887	$u_A = u_B$ Typ AB	0,0000108	0,003286
	3,985									
	3,980									
	3,975									
	3,980									
3 m_l [g]	231,41	0,01	231,43	0,0000300	0,005477	0,0000333	0,005774	$u_A = u_B$ Typ AB	0,0000633	0,007956
	231,44									
	231,43									
	231,44									
	231,43									
4 m_m [g]	460,38	0,01	458,78	0,8409500	0,917033	0,0000333	0,005774	$u_A > u_B$ Typ A	0,8409500	0,917033
	461,41									
	457,37									
	458,20									
	456,54									

e) niepewność standardową łączną pomiaru pośredniego $\bar{\rho}$:

$$u_{AB\bar{\rho}} = \sqrt{\left(\frac{-8(\bar{m}_{mt} - \bar{m}_t)}{\pi \bar{D}^3 \bar{h}}\right)^2 u_{AB1}^2 + \left(\frac{-4(\bar{m}_{mt} - \bar{m}_t)}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}^2}\right)^2 u_{AB2}^2 + \left(\frac{-4}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}}\right)^2 u_{AB3}^2 + \left(\frac{4}{\pi \bar{D}^2 \bar{h}}\right)^2 u_{AB4}^2}$$

$$u_{AB\bar{\rho}} = 0,007 \quad (38)$$

e) niepewność całkowitą, przyjmując wartość $k_{AB}(\alpha) = 2$ dla $\alpha = 0,95$:

$$u_c = 2 \times 0,007 = 0,014$$

Ostateczny wynik można zapisać w postaci: $\rho = 1,720 \pm 0,014$ dla $\alpha = 0,95$ lub

$$P(1,706 < \rho < 1,734) = 0,95.$$

7. Wnioski

- Niepewności typu *A* i typu *B* wyników cechowania cylindra (czyli pomiarów D , h i m_t) są niepewnościami tego samego rzędu.
- Pomiary masy cylindra z gruntem obarczone są dominującą niepewnością typu *A*.
- Największy przyczynek do niepewności całkowitej pomiaru gęstości objętościowej gruntu wnosi przypadkowa niepewność pomiaru masy cylindra z gruntem. Jest ona spowodowana przyczynami losowymi, wynikającymi z niejednorodności gruntu i ze sposobu pobierania próbek.
- Niepewność całkowita pomiaru gęstości objętościowej gruntu za pomocą cylindra miarowego wynosi $u_c = 0,014$ dla $\alpha = 0,95$, co stanowi 0,8% $\bar{\rho}$.

Literatura

- [1] *Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement. ISO 1993*; wydanie polskie: *Wyrażanie niepewności pomiaru. Przewodnik*. Główny Urząd Miar 1999.

- [2] **Turzeniecka D.:** *Ocena niepewności wyniku pomiarów*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1997.
- [3] PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*.

THE NEW METHOD OF EVALUATION OF GEOTECHNICAL PARAMETERS MEASUREMENT ACCURACY

Summary: International Organization for Standardization published in 1993 document: "Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement" referring to rules for calculation and expression of uncertainty in measurement. Unified procedure of measurement result quality make it possible to interpret unmistakably results of measurements made all over the world.

Basis of the new method of evaluation of geotechnical parameters measurement accuracy are given in this paper in the light of the new international instructions.

Key words: geotechnical parameters, tests, volume density of soil, measurement uncertainty

Pracę wykonano w ramach badań własnych nr W/IIB/9/01, finansowanych przez Komitet Badań Naukowych.

Adam Świąćicki

CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA EFEKTYWNOŚĆ EKONOMICZNĄ ZABIEGÓW TERMOMODERNIZACYJNYCH

Streszczenie: W referacie przedstawiono i omówiono stosowane obecnie metody oceny opłacalności ekonomicznej przedsięwzięć termomodernizacyjnych. Na przykładzie inwestycji polegającej na dociepleniu ścian zewnętrznych przeanalizowano czynniki wpływające na energetyczne i finansowe efekty termomodernizacji.

Słowa kluczowe: termomodernizacja, efektywność ekonomiczna, grubość optymalna

1. Wstęp

Transformacja gospodarcza, zapoczątkowana w Polsce w końcu lat osiemdziesiątych, wywarła znaczny wpływ na budownictwo w naszym kraju. Jedną ze znaczących, pozytywnych zmian w sektorze budowlanym było urealnienie cen nośników energii cieplnej. Wywarło to wpływ na postrzeganie problemu energochłonności polskich zasobów budowlanych, zarówno nowo wznoszonych jak i istniejących. Wyraźne zaostreżenie wymagań ochrony cieplnej w tym okresie zbliżyło nasze standardy budowlane do panujących w Europie Zachodniej. Wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło E_0 , jakim powinny się charakteryzować budynki nowo wznoszone, na poziomie $29,0 \div 37,4 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{rok})$ [1] (to jest około $80 \div 120 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{rok})$) odpowiada lub nieznacznie przekracza wymagania obowiązujących w większości krajów europejskich. Nadal pozostajemy daleko w tyle za krajami takimi jak Szwecja, Finlandia (w granicach $40 \div 50 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{rok})$), bowiem polityka promująca oszczędność energii cieplnej i proekologiczne podejście do problemu zużycia ciepła ma w Skandynawii znacznie bogatsze tradycje [2].

Problemem, jeśli chodzi o zużycie ciepła na cele ogrzewcze w Polsce, są budynki sprzed lat dziewięćdziesiątych. Ich wysoki udział w ogólnej liczbie krajowych zasobów budowlanych oraz fakt, że znaczna ich część powstała kilka-

dziesiąt lat temu według tradycyjnych technologii, determinuje wysokie zużycie energii na cele grzewcze. Osiąga ono w Polsce średnio poziom $280\div350 \text{ kWh}/(\text{m}^2\cdot\text{rok})$, gdy dla porównania w krajach zachodnich wynosi tylko $100\div120 \text{ kWh}/(\text{m}^2\cdot\text{rok})$. Jest to konsekwencja niskiego poziomu ochrony cieplnej większości polskich budynków. Trudno mówić, w większości przypadków, o spełnianiu jakichkolwiek obecnie obowiązujących rygorów cieplnych stawianych budynkom i ich przegrodom zewnętrznym. Przykładowo, dopuszczalną wartość współczynnika przenikania ciepła U dla ścian zewnętrznych obniżono w ciągu ostatnich 20 lat do poziomu $0,30\div0,50 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, podczas gdy standard obowiązujący w okresie powojennym, do początku lat siedemdziesiątych, wynosił ponad $1,16 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ (dwie cegły) [2].

Wzrastające koszty energii cieplnej powinny stanowić wystarczający bodziec, by skłaniać właścicieli i zarządców budynków do zastanowienia się nad możliwością przeprowadzenia termomodernizacji tych obiektów. Termomodernizacja polega na wprowadzeniu takich zmian technicznych stanu istniejącego, które w efekcie zmniejszają straty ciepłe, a tym samym redukują zużycie energii i koszty związane z ogrzewaniem i wentylacją w odniesieniu do stanu pierwotnego. Termomodernizacja obejmuje jednocześnie:

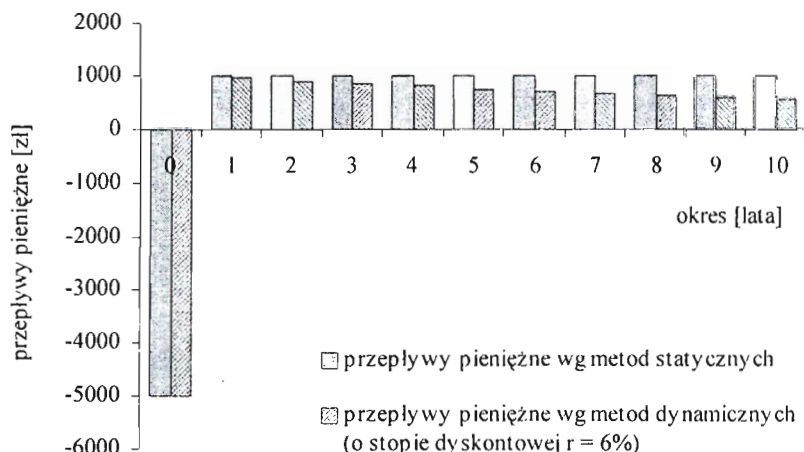
- zmiany budowlane zmniejszające straty ciepła,
- ingerencję w systemy instalacyjne (centralnego ogrzewania – c.o., ciepłej wody użytkowej – c.w.u., wentylacyjne) podnoszącą ich sprawność.

Zabiegi wchodzące w skład prac termomodernizacyjnych wymagają w większości wysokich nakładów finansowych. Przed ich realizacją należy więc się zastanowić nad zakresem termomodernizacji obiektu. Efektem analizy powinno być opracowanie optymalnego, dla rozpatrywanego budynku, zakresu prac modernizacyjnych. Przystępując do takiej analizy należy postawić jednak sobie pytanie: jakich efektów oczekuje się po termorenowacji? Czy ma być to maksymalne obniżenie zużycia ciepła, czy maksymalna redukcja kosztów ogrzewania, czy może najniższe nakłady inwestycyjne konieczne dla uzyskania określonego efektu rzeczowego lub kosztowego? Wybierając przedsięwzięcie należy więc zastosować najodpowiedniejsze kryterium oceny inwestycji. Obecnie stosuje się najpowszechniej kryteria ekonomiczne, które umożliwiają dokonanie selekcji rozwiązań na: opłacalne i nieopłacalne. Z tego punktu widzenia do realizacji powinny być dopuszczone jedynie te pierwsze. W praktyce należy jednak uwzględniać inne czynniki warunkujące realizację poszczególnych przedsięwzięć. Zaliczyć do nich można np. zły stan techniczny obiektu lub jego poszczególnych elementów, nieodpowiedni komfort cieplny panujący wewnątrz budynku, dostępność środków finansowych na pokrycie kosztów realizacji modernizacji, możliwe do osiągnięcia

oszczędności, życzenia inwestora, itp. [3]. Dlatego więc niekiedy rozszerza się zakres termomodernizacji w stopniu uwzględniającym powyższe czynniki, godząc się jednocześnie z obniżeniem efektywności ekonomicznej inwestycji.

2. Ocena efektywności ekonomicznej zabiegów termomodernizacyjnych

Ocenę opłacalności proponowanych zabiegów termomodernizacyjnych zrealizować można przy użyciu znanych wskaźników efektywności, które wszystkie możemy podzielić na statyczne i dynamiczne.



Rys. 1. Przepływy pieniężne przykładowego przedsięwzięcia inwestycyjnego: wartości aktualne oraz zdyskontowane

Kryteria statyczne nie uwzględniają zmiany wartości pieniądza w czasie (rys. 1), co eliminuje je jako podstawowe kryterium decyzyjne procesów długoterminowych. Pozostają jednak bardzo przydatne jako wstępna metoda przybliżonego szacunku czy jako ocena przedsięwzięć krótkoterminowych (1-2 lata) [3].

Do tego rodzaju kryterium zaliczyć można tzw. prosty okres zwrotu (Simply Pay Back Time – *SPBT*), czyli czas, wyrażony w latach, niezbędny do odzyskania nakładów początkowych N , poniesionych na realizację przedsięwzięcia. W przypadku, gdy korzyści roczne (rozumiane jako oszczędności) mają wartość stałą równą Z , *SPBT* można wyliczyć z wyrażenia:

$$SPBT = \frac{N}{Z} \quad (1)$$

gdzie:

N – nakład inwestycyjny [zł],

Z – roczna oszczędność wynikająca z realizacji inwestycji [zł/rok].

Podstawową zaletą tego kryterium jest prosta interpretacja oraz łatwość obliczeń. Pomija ono, niestety, efekty powstające po okresie zwrotu. Obecnie, zgodnie ze znowelizowaną Ustawą o Wspieraniu Przedsięwzięć Termomodernizacyjnych [4], wskaźnik taki jest stosowany do oceny opłacalności przedsięwzięć termomodernizacyjnych w celu uszeregowania wariantów termomodernizacji. Uporządkowanie zabiegów według rosnącej wartości $SPBT$ służyć powinno do konstruowania kolejnych wariantów tworzonych poprzez dołączenie do zabiegu o najmniejszej wartości $SPBT$ następnego w kolei, itd.

Kryteria dynamiczne, w przeciwieństwie do metod statycznych, uwzględniają zmianę wartości pieniądza w czasie (rys. 1) poprzez wprowadzenie współczynnika dyskontującego a_t , obliczanego ze wzoru [3]:

$$a_t = (1 + r)^{-t} \quad (2)$$

gdzie:

r – stopa dyskonta,

t – numer kolejny rozpatrywanego okresu (np. lat).

Wyrażenie to umożliwia porównywanie kwot obecnych w różnym czasie, poprzez sprowadzenie ich do roku bazowego, będącego punktem odniesienia. Metoda ta ma zastosowanie przy ocenie długoterminowej inwestycji.

Wartość bieżąca netto (Net Present Value – NPV) należy do grupy kryteriów dynamicznych oceny ekonomicznej inwestycji; wyraża zależność między związanymi z nią wydatkami i osiąganymi oszczędnościami. NPV określona jest jako suma zdyskontowanych, przy stałym poziomie stopy dyskontowej r , oddzielnie dla każdego roku przepływów pieniężnych, będących różnicą między przychodami i wydatkami w rozpatrywanym okresie [3]:

$$NPV = \sum_{t=1}^n \frac{\Delta O_{rU}}{(1+r)^t} - N_u \quad (3)$$

gdzie:

t – kolejny okres (rok) inwestycji (1, 2, 3, ..., n lat),

n – czas rozliczania inwestycji,

ΔO_{rU} – roczna oszczędność wynikająca z zastosowania przedsięwzięcia termomodernizacyjnego [zł/rok],

N_u – nakłady inwestycyjne odniesione do roku bazowego [zł].

Wskaźnik NPV jest wskaźnikiem najczęściej wykorzystywanym do oceny inwestycji złożonej z kilku przedsięwzięć lub do porównywania ze sobą różnych wariantów termomodernizacji z uwzględnieniem długofalowych skutków ekonomicznych. Warunkiem opłacalności inwestycji jest, aby $NPV > 0$. W wypadku, gdy do wyboru jest kilka wariantów przedsięwzięcia modernizacyjnego i gdy inwestor oczekuje maksymalnej rentowności inwestycji to zalecany powinien być wariant o $NPV \rightarrow \max$. Możliwe jest również zalecenie wariantu, dla którego $NPV > 0$, lecz jak najniższe. Zapewnia to najszerszy opłacalny zakres termomodernizacji i maksymalne opłacalne obniżenie kosztów eksploatacyjnych [5].

Innym kryterium dynamicznym jest wewnętrzna stopa zwrotu (Internal Rate of Return – IRR). Oznacza ono taką wartość stopy dyskonta r , przy której wartość bieżąca efektów jest równa wartości bieżącej nakładów. Inaczej, wewnętrzna stopa zwrotu to taka stopa dyskonta ($IRR = r$), przy której $NPV = 0$. Obliczenia wskaźnika IRR dokonuje się metodą kolejnych przybliżeń, wyliczając NPV dla różnych wartości stopy dyskonta i wybierając tę, dla której powyższy warunek będzie spełniony z akceptowalną dokładnością [3].

Przedstawione powyżej wskaźniki można zastosować do opisu każdego przedsięwzięcia inwestycyjnego. Wybierając wartość $SPBT$ do określenia optymalnej grubości docieplenia lub wyboru metody realizacji przedsięwzięcia wyrażenie na prosty okres zwrotu $SPBT$ można przekształcić do postaci [5]:

$$SPBT = \frac{N_u}{\Delta O_{rU}} \quad (4)$$

gdzie:

ΔO_{rU} – roczna oszczędność kosztów energii, będąca wynikiem realizacji przedsięwzięcia termomodernizacyjnego [zł/rok].

Wartość rocznych oszczędności kosztów energii uzależniona jest od wielu czynników. Są to między innymi:

- jednostkowe ceny nośników ciepła,
- stan wyjściowy określony poprzez wartość współczynnika przenikania ciepła U ,
- koszty realizacji inwestycji.

Wartość oszczędności wskutek zmniejszenia strat ciepła przez przegrody pełne oblicza się według wzoru [5]:

$$\Delta O_{rU} = (Q_{0u} \cdot O_{0z} - O_{1u} \cdot O_{1z}) + 12(q_{0u} \cdot O_{0m} - q_{1u} \cdot O_{1m}) + 12(A_{b0} - A_{b1}) \quad (5)$$

gdzie:

Q_{0u}, Q_{1u} – zapotrzebowanie na ciepło na pokrycie strat przez przenikanie przez przegrody pełne przed realizacją i po realizacji przedsięwzięcia [GJ/rok],

q_{0u}, q_{1u} – zapotrzebowanie na moc cieplną na pokrycie strat przez przenikanie przez przegrody pełne przed realizacją i po realizacji przedsięwzięcia [MW],

O_{0z}, O_{1z} – opłata zmienna za przesył i dystrybucję jednostki energii przed realizacją i po realizacji przedsięwzięcia [zł/GJ],

O_{0m}, O_{1m} – stała opłata miesięczna za przesył i dystrybucję energii cieplnej przed realizacją i po realizacji przedsięwzięcia [zł/(MW·miesiąc)],

A_{b0}, A_{b1} – miesięczna opłata abonamentowa [zł/miesiąc].

Należy tu zwrócić uwagę na fakt, że uwzględnienie poszczególnych składników opłat uzależnione jest od rodzaju źródła ciepła i zastosowanego nośnika ciepła.

Zapotrzebowanie na ciepło obliczane jest według wzoru [5]:

$$Q_{0u}, Q_{1u} = \frac{8,64 \cdot 10^{-5} Sd \cdot A_{0,1}}{R_{0,1}} \quad (6)$$

gdzie:

$A_{0,1}$ – powierzchnia przegrody przed i po termomodernizacji [m²],

$R_{0,1}$ – opór cieplny przegrody przed i po termomodernizacji [m²·K/W],

Sd – liczba stopniodni K · dzień/rok, charakterystyczna dla lokalizacji obiektu, obliczana według wzoru:

$$Sd = \sum_{m=1}^{L_g} [t_i - t_e(m)] \cdot Ld(m) \quad (7)$$

gdzie:

L_g – liczba miesięcy sezonu grzewczego dla danej lokalizacji obiektu,

t_i – obliczeniowa temperatura powietrza wewnętrznego według Polskiej Normy dotyczącej temperatur wewnętrznych w pomieszczeniach ogrzewanych [°K],

$t_e(m)$ – średnia temperatura powietrza zewnętrznego w miesiącu m sezonu grzewczego [$^{\circ}\text{K}$],

$L_d(m)$ – liczba dni w m -tym miesiącu sezonu grzewczego.

3. Praktyczne wykorzystanie wskaźników ekonomicznych do analizy opłacalności zabiegów termomodernizacyjnych

Praktyczny przykład zastosowania wskaźników ekonomicznych przedstawia analiza opłacalności zabiegów termomodernizacyjnych przeprowadzona na przykładzie inwestycji polegającej na dociepleniu ścian zewnętrznych metodą BSO (Bezpoinowy System Ociepleń) [6]. Rozważania dotyczą wpływu różnych czynników na optymalną grubość izolacji termicznej, jakiej należy użyć przy dociepleniu przegrody pełnej, w przeliczeniu na powierzchnię jednostkową. W omawianych poniżej przykładach wykorzystano procedurę określania optymalnej grubości dodatkowej warstwy izolacji wg Rozporządzeń Wykonawczych do Ustawy Termomodernizacyjnej [5].

W analizie uwzględniono zastosowanie różnych materiałów termoizolacyjnych:

- styropian,
- styropian „szary”,
- wełna mineralna.

Tabela 1.

Parametry analizowanego materiału

Materiał	λ	Cena materiału
	[W/m·K]	[zł/m ³]
Styropian	0,04	150
Styropian „szary”	0,032	240
Wełna mineralna	0,045	500

Koszty termoizolacji przyjęte w poniższych analizach są średnimi cenami odniesionymi do 1 m³ materiału. W rzeczywistości cena ta uzależniona jest od grubości płyt. Dla uproszczenia założono jednak liniową zależność cena-grubość (rys. 2), co w niewielkim stopniu wpływa na wyniki analiz, a znacznie ją upraszcza [7]. Przy szacowaniu kosztów inwestycyjnych założono koszty stałe w wysokości 80 zł/m², niezależnie od rodzaju zastosowanego materiału termoizolacyjnego. Obejmują one wszystkie niezbędne nakłady stałe (rusztowania, robocizna,

tynki, kleje, itd.) związane z wykonaniem docieplenia (oprócz kosztów materiału termoizolacyjnego). Koszty zmienne (materiał termoizolacyjny) przyjęto na średnim poziomie rynkowym. Koszty jednostkowe inwestycji N_u wynoszą:

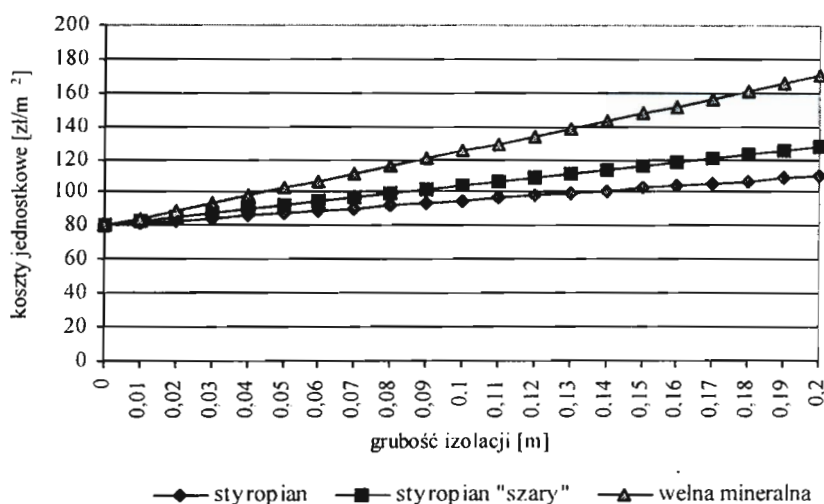
$$N_u = S + d \cdot Z \quad (8)$$

gdzie:

S – koszt stały [zł/m²],

d – grubość warstwy izolacji [m],

Z – koszt zmienny [zł/m³].



Rys. 2. Zależność kosztów jednostkowych od grubości warstwy materiału termoizolacyjnego

Wartość odniesienia współczynnika przenikania ciepła U przegrody założono na poziomie 1,2 W/(m²·K). Odpowiada to przegrodzie z cegły ceramicznej pełnej grubości 51 cm (standard z lat 50-60).

Przyjęte w obliczeniach ceny rozważanych nośników ciepła aktualne dla Białegostoku na dzień 29.03.2003 roku zestawiono w poniżej tabeli.

Tabela 2.

Ceny nośników ciepła

Opłata	Jednostka	Paliwo lub nośnik ciepła			
		Olej opałowy	Gaz ziemny GZ 50 ¹⁾	Węgiel kamienny	Ciepło grzewcze z sieci MPEC ²⁾
Zmienna O_{0z}	zł/GJ	51,62	29,17	15,38	28,93
Stała O_{0m}	zł/MW/m-c	0	0	0	5 435,56
Abonamentowa Ab_0	zł/punkt/m-c	0	80,28	800 ³⁾	30,5

¹⁾ Według [8].²⁾ Według [9]³⁾ Koszt związany z koniecznością zatrudnienia palacza, przyjęta – płaca miesięczna.

Dzięki dociepleniu przegrody dodatkową warstwą izolacji o grubości d uzyskuje się redukcję wartości współczynnika przenikania ciepła U , co obrazuje rysunek 3. Uwzględniając zależność współczynnika przenikania ciepła U od oporu cieplnego przegrody:

$$U = \frac{1}{R_T} \quad (9)$$

a po dociepleniu

$$U = \frac{1}{\frac{1}{U_{pocz.}} + \frac{d}{\lambda}} \quad (10)$$

gdzie:

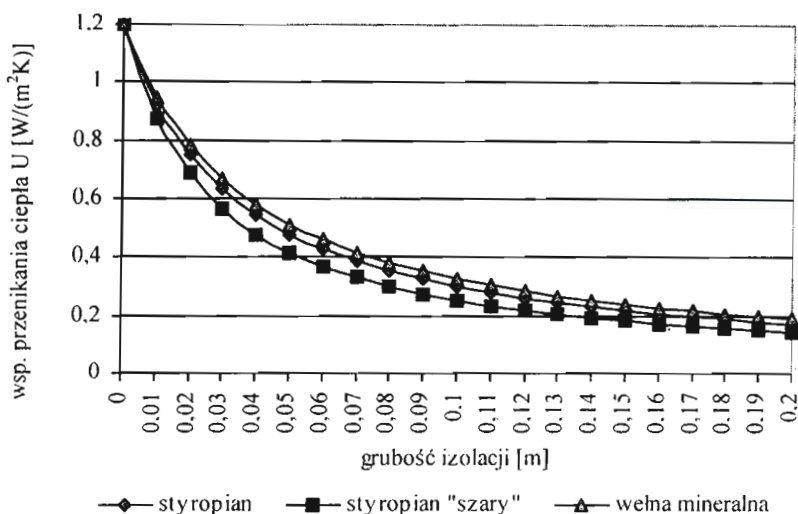
R_T – opór cieplny przegrody [$m^2 \cdot K/W$],

$U_{pocz.}$ – współczynnik przenikania ciepła U przed termomodernizacją [$W/(m^2 \cdot K)$],

λ – współczynnik przewodzenia ciepła materiału termoizolacyjnego [$W/(m \cdot K)$].

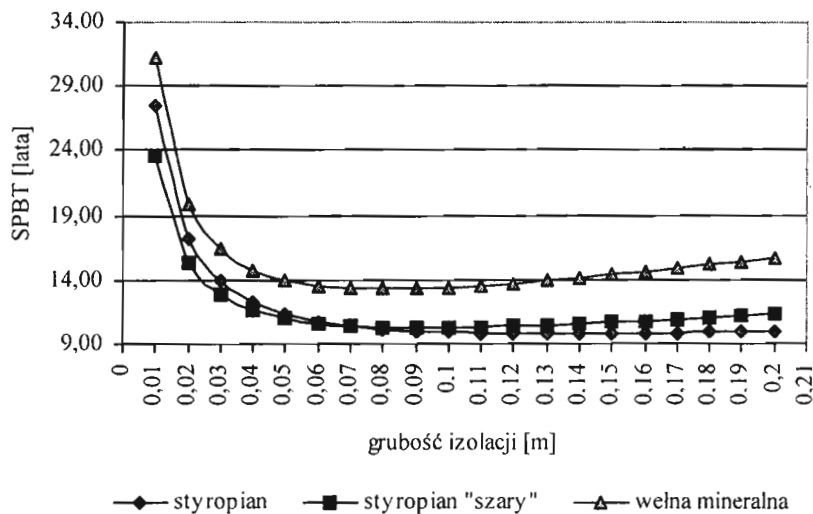
Należy spodziewać się istnienia takiej grubości izolacji przy której:

$$\frac{N_u}{\Delta Q_{rU}} = \min \quad (11)$$



Rys. 3. Zależność współczynnika ciepła U po modernizacji od grubości warstwy izolacji

Tezę tę ilustruje rysunek 4. przedstawiający wartość SPBT zabiegu termomodernizacyjnego docieplenia w funkcji grubości warstwy izolacji. Warianty te uwzględniały wykorzystanie gazu ziemnego na potrzeby grzewczych.



Rys. 4. Zależność prostego okresu zwrotu SPBT od grubości warstwy izolacji

Optymalne grubości izolacji wynoszą w tym wypadku:

Tabela 3.

Charakterystyka inwestycji

Material	$d_{opt.}$	$U_{opt.}$	$SPBT$	NPV
	[m]	[W/(m ² ·K)]	[lata]	[zł/m ²]
Styropian	0,13	0,24	9,74	-0,27
Styropian „szary”	0,09	0,27	10,26	-5,42
Wełna mineralna	0,08	0,38	13,27	-31,11

Z powyższego zestawienia wynika, że koszt materiału termoizolacji decyduje o położeniu punktu optymalnej grubości. Im jest on większy, tym optimum jest osiągnięte przy mniejszej grubości, przy jednoczesnym wydłużeniu okresu zwrotu. Zauważyć również należy, że w przypadku wełny mineralnej nie osiągamy, dla punktu optymalnego, wymaganej wartości współczynnika przenikania ciepła U_{max} . Należałoby w tym wypadku zalecić zwiększenie grubości izolacji do wartości zapewniającej spełnienie wymagań normowych ($U_{max} = 0,30 \text{ W/(m}^2\cdot\text{K)}$) lub zawartych w Rozporządzeniach Wykonawczych do Ustawy Termomodernizacyjnej ($R_{min} = 2,50 \text{ m}^2\cdot\text{K/W}$), to jest poza wartość optymalną [1, 5].

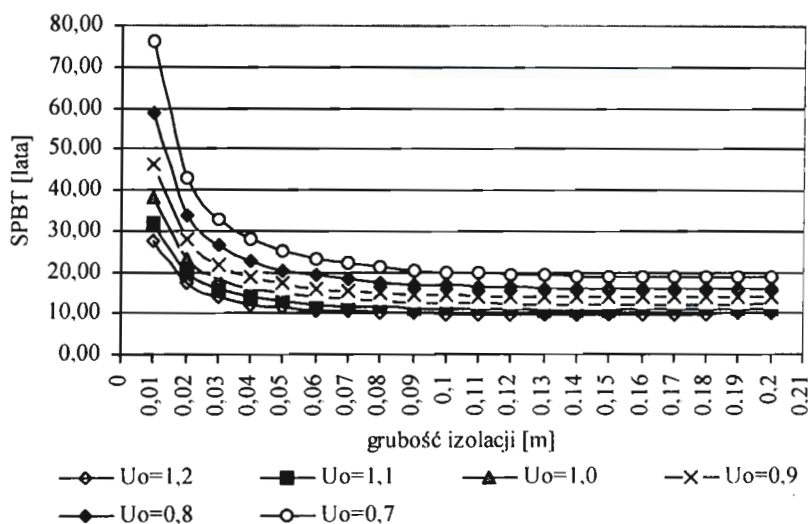
Przyjmując stopę dyskonta $r = 6\%$ oraz okres $t = 15$ lat, wyliczono dla tych przypadków optymalnych wartość NPV . Wszystkie warianty docieplenia ściany charakteryzują się wartością NPV ujemną, $NPV < 0$. Oznacza to, że są one nieuzasadnione z ekonomicznego punktu widzenia. W przypadku styropianu jest to stosunkowo niewielka wartość, wariant optymalny w rozumieniu minimum $SPBT$ więc mógłby być zalecony do realizacji. Rozwiązaniem byłoby, w tym wypadku, połączenie zabiegu polegającego na dociepleniu ścian zewnętrznych z innymi inwestycjami (docieplenie dachu, modernizacja instalacji) w celu zwiększenia efektywności całej inwestycji i uzyskania dodatniej wartości NPV .

Przeanalizowano również wpływ wyjściowego poziomu izolacyjności cieplnej, określonego przez wartość początkową współczynnika przenikania ciepła $U_{pocz.}$.

Tabela 4.

Charakterystyka inwestycji

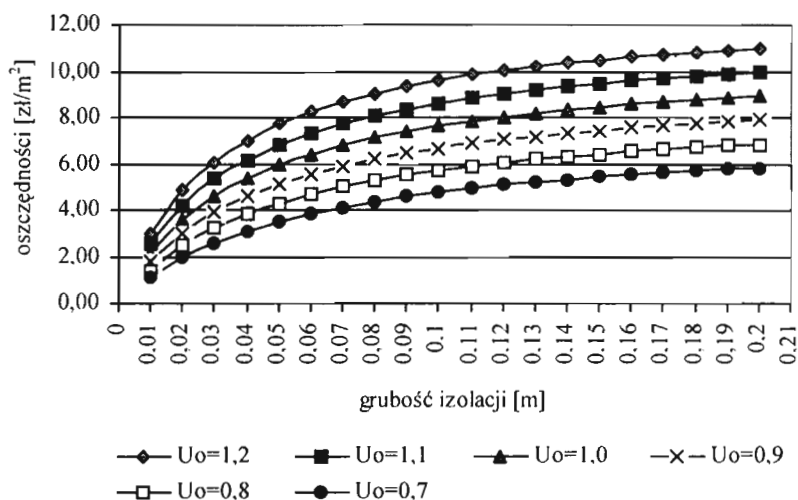
$U_{pocz.}$	$d_{opt.}$	$SPBT$
[W/(m ² ·K)]	[m]	[lata]
0,7	0,17	18,82
0,8	0,16	15,95
0,9	0,15	13,80
1,0	0,15	12,14
1,1	0,14	10,81
1,2	0,13	9,74



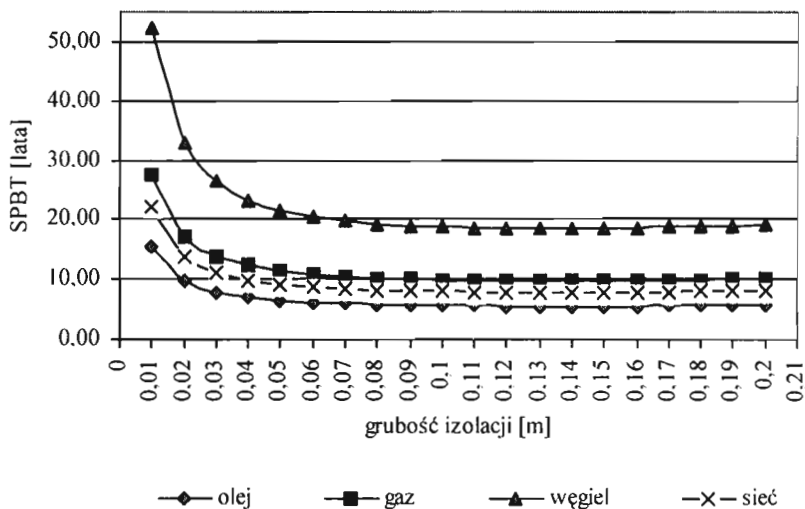
Rys. 5. Zależność prostego okresu zwrotu $SPBT$ od początkowej wartości współczynnika przenikania ciepła U

Rysunek 5 oraz tabela 4 obrazują wpływ początkowej wartości współczynnika przenikania ciepła $U_{pocz.}$. Im przegroda ma gorsze właściwości izolacyjne w stanie wyjściowym, tym większa efektywność ekonomiczna docieplenia. Ze wzrostem początkowej wartości $U_{pocz.}$ maleje zarówno $d_{opt.}$ jak również $SPBT$ (około dwukrotnie). Wynika to stąd, że przyrost oszczędności nie jest proporcjonalny do wzrostu grubości izolacji termicznej, a zarazem wzrostu kosztów in-

westycyjnych (rys. 6). Jest to konsekwencja nieliniowej zależności wartości współczynnika przenikania ciepła U od izolacyjności przegrody R_T .



Rys. 6. Zależność uzyskiwanych jednostkowych rocznych oszczędności od grubości warstwy izolacji przy różnych wartościach U_{pocz} .



Rys. 7. Zależność prostego okresu zwrotu SPBT rodzaju nośnika ciepła

Rysunek 7 obrazuje efekty termomodernizacji ściany zewnętrznej przy zastosowaniu styropianu przy różnych rodzajach nośników ciepła. Jednostkowe koszty ogrzewania dla analizowanych przypadków zestawiono w tabeli 1. Przyjęta początkowa wartość współczynnika przenikania ciepła $U_0 = 1,2 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Widać, że im „droższy” nośnik, tym opłacalność inwestycji większa. Najgorzej wypada w tym porównaniu węgiel (pomimo uwzględnienia kosztów zatrudnienia palacza), dla którego okres zwrotu wynosi 18,47 lat. Znacznie lepiej przedstawia się sytuacja w przypadku gazu (9,74 lat) oraz sieci MPEC (7,80 lat). Najefektywniejsza jest inwestycja przy ogrzewaniu olejem opałowym, dla której $SPBT = 5,50$ lat. Przy wszystkich rodzajach nośnika grubość optymalna wynosi 13 cm, co daje U w przedziale $0,20 \div 0,27 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$.

4. Wnioski

Wyniki przeprowadzonych analiz pozwalają sformułować następujące wnioski:

- propozycje działań termomodernizacyjnych powinny być poddawane weryfikacji pod kątem oceny ich efektywności ekonomicznej,
- z uwagi na indywidualny charakter każdej inwestycji, poszczególne obiekty należy analizować osobno, uwzględniając ich charakterystyczne cechy konstrukcyjne i użytkowe.
- w artykule skupiono się jedynie na podstawowych czynnikach wpływających na opłacalność pojedynczego przedsięwzięcia, jednak podobnej ocenie powinna podlegać modernizacja budynku składająca się z wielu zabiegów.
- efektywność finansowa proponowanych zabiegów zależy w istotny sposób od czynników takich jak:
 - a) ceny nośników energii,
 - b) rodzaj zastosowanych materiałów termoizolacyjnych,
 - c) ceny materiałów,
 - d) stan wyjściowy,
- ogólnie mówiąc: im gorsze poszczególne parametry wyjściowe, tym większa rentowność inwestycji. Budynki wzniesione w początkach lat osiemdziesiątych, kiedy to po raz pierwszy zaostrzono w sposób znaczący wymagania ochrony cieplnej budynków, stanowią potencjalne źródło oszczędności energetycznych i finansowych dla ich właścicieli.

W okresie wzrostu kosztów utrzymania – w omawianych przypadkach optymalne grubości dodatkowej izolacji oscylują w granicach 8÷17 cm, gdzie powszechnie stosuje się 5 cm, a sporadycznie 10 cm.

Literatura

- [1] Załącznik do Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 30 września 1997 roku, poz. 878.
- [2] Praca zbiorowa pod red. **Domińczyk Wł., Pogorzelski J.A.**, 1997, *Termomodernizacja budynków*, Poradnik – informator, COIB.
- [3] **Jachna T., Sierpińska M.**, 1997, *Ocena przedsiębiorstw według standardów światowych*, PWN.
- [4] Ustawa o wspieraniu przedsięwzięć termomodernizacyjnych (Dz. U. 98.162.1121, ost. zm. Dz. U. 01.76.808).
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 15 stycznia 2002 roku w sprawie szczegółowego zakresu i formy audytu energetycznego (Dz. U. 02.12.114).
- [6] Instrukcja ITB nr 334 – Bezspoinowy system ocieplania ścian zewnętrznych budynków, 2002.
- [7] Aktualne cenniki materiałów.
- [8] Taryfa dla paliw gazowych nr 1/2002 obowiązująca odbiorców obsługiwanych przez Polskie Górnictwo Naftowe i Gazownictwo S.A., Warszawa, 2002.
- [9] Cennik za ciepło i stawek opłat w parze Miejskiego Przedsiębiorstwa Energetyki Ciepłej Sp. z o.o. w Białymstoku na podstawie zatwierdzonych przez Urząd Regulacji Energetyki taryf M.P.E.C. Sp. z o.o. i Elektrociepłowni Białystok obowiązujący od dnia 1 sierpnia 2002 roku.

THE FACTORS INFLUENCING THE ECONOMIC EFFECTIVITY OF TERMOMODERNIZATING CAPITAL EXPENDITURE

Summary: In the paper currently applied methods of valuation of economic profitability of thermomodernizing undertakings are presented. On the example of a capital expenditure consisting in warming external walls, we analyze the factors influencing the energetic and financial effects of thermomodernization.

Key words: termomodernization, economic effectivity, optimal thickness

Arytkul zrealizowano w ramach pracy statutowej S/WB/5/2002.

