

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

BUDOWNICTWO

Zeszyt 22

Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2002

Redaktor naukowy

prof. dr hab. inż. Rościsław Tribiło

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Zoja Bednarek – 26
prof. zw. dr hab. inż. Zbigniew Błochowiak – 15
prof. dr hab. inż. Michał Bołtryk – 1, 12
prof. zw. dr hab. inż. Jan Bródka – 7, 8, 13, 14
prof. dr hab. inż. Andrzej Cholewicki – 3, 4
prof. dr hab. inż. Stanisław Kamiński – 16, 19
prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński – 24
dr hab. inż. Zdzisław Kurowski, prof. WAT – 17, 18
prof. dr hab. inż. Czesław Linczowski – 25
prof. dr hab. inż. Czesław Miedziałowski – 10
prof. dr hab. inż. Wadim Nikitin – 2
prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk – 9
prof. dr hab. Jerzy A. Pogorzelski – 22, 23
dr inż. Stefan Pyrak – 27, 28
dr hab. inż. Anna Sobotka – 20
prof. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski – 5, 6
prof. zw. dr hab. inż. Witold Wasilewski – 21
dr hab. n. med. Danuta Waszkiel – 11

© Copyright by Politechnika Białostocka
Białystok 2002

ISSN 0239-569X

Skład i druk w Dziale Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

SPIS TREŚCI

1. Backiel-Brzozowska B.: Wybrane cechy techniczne ceramiki budowlanej, poryzowanej sferycznym wypełniaczem organicznym	9
2. Backiel-Brzozowska B., Boltryk M.: Wpływ dodatku porotwórczego w postaci granulatu styropianowego na wybrane cechy techniczne tworzyw ceramicznych na bazie lokalnych surowców	19
3. Chyży T.: Analiza mechaniki podziemnego wybuchu metanu w kopalni węgla kamiennego	27
4. Chyży T.: Zjawisko odprężenia ciśnienia wewnętrznego wybuchu gazu w budynkach – wentyle naturalne	35
5. Czech K. R., Tribillo R.: Koncepcja kształtowania stanowisk badawczych do oceny tłumienia drgań wzdłużnych betonu	47
6. Czech K. R., Tribillo R.: Tłumienie drgań poprzecznych w elementach z betonu.....	61
7. Dziatkowski T.: Sztywność obrotowa zamocowania stalowego słupa w fundamencie i jej wpływ na długość wybioczeniową elementu	83
8. Garncarek R. J., Jabłońska-Krysiewicz A.: Badanie eksperymentalne połączeń stalowych rygli ze słupami, wykonanych w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa	95
9. Glinicka M. J.: Studium o naprężeniach w gruncie wokół okrągłych przewodów podziemnych	107
10. Gusiew B.W., Boltryk M.: Wpływ asymetrycznego charakteru drgań na jakość zagęszczania mieszanek betonowych	123
11. Kierkło A., Tribillo R., Walendziuk A.: Analiza numeryczna stanu wyężenia niejednorodnych struktur materiałowych w problemach stomatologii	131
12. Lelusz M.: Analiza metod określania mrozoodporności betonu	141
13. Ligocki I.: Wybrane badania eksperymentalne stalowych ram przechyłowych	157
14. Ligocki I.: Założenia programu eksperymentalnego i technika obciążeń w badaniu ram przechyłowych	177

15. Lisowski J.L.: Funkcjonowanie systemów zarządzania jakością w przedsiębiorstwach budowlanych	189
16. Matwiejczuk W., Obolewicz J.: Otoczenie zewnętrzne budownictwa ...	201
17. Michalczuk P., Tribillo R.: Modele przestrzenne obiektów masywnych	211
18. Miedziałowski Cz., Chyży T., Leończuk A.: Aproksymacja stanów płytowych za pomocą układów belkowych w analizie trójwymiarowych konstrukcji budynków	229
19. Obolewicz J., Matwiejczuk W.: Planowanie bezpieczeństwa prac budowlanych zgodnie z wymogami Unii Europejskiej	241
20. Orłowski Z., Tribillo H.: Przegląd rusztowań do robót remontowych w obiektach zabytkowych. Algorytm doboru	257
21. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: Analiza instalacji ciepłomierzy w węzłach cieplnych	267
22. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: Przykład analizy techniczno-ekonomicznej zmniejszenia energochłonności eksploatacyjnej budynków	283
23. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: Wykorzystanie kolektorów słonecznych do podgrzewu ciepłej wody użytkowej w budownictwie ...	295
24. Sielamowicz I.: Analiza numeryczna parcia ośrodka sypkiego w leju silosa z wykorzystaniem modelu ciała idealnie plastycznego	303
25. Sulewski J.: Badanie stopnia przestrzegania przepisów przez administratorów budynków mieszkalnych w zakresie prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej i wykorzystania jej do oceny stanu technicznego ..	317
26. Syczewski M., Chomczyk P.: Analiza prostości prętów zbrojeniowych	327
27. Tribillo R., Krentowski J., Szeląg R.: Destrukcyjny wpływ obciążenia temperaturą elewacji obiektów zabytkowych	333
28. Tribillo R., Krentowski J., Szeląg R.: Wybrane problemy kształtowania konstrukcji ze stropami bezgłowicowymi	343

CONTENTS

1. Backiel-Brzozowska B.: SELECTED TECHNICAL PROPERTIES OF CERAMIC MATERIALS PORED WITH ORGANIC ADDITION IN THE FORM OF WHITE MUSTARD AND OIL-YIELDING RAPE GRAINS	18
2. Backiel-Brzozowska B., Boltryk M.: INFLUENCE OF POLYSTYRENE GRANULES ADDITION UPON SELECTED TECHNICAL PROPERTIES OF CERAMIC BASED ON LOCAL MATERIALS	26
3. Chyży T.: THE ANALYSIS OF THE UNDERGROUND EXPLOSION MECHANICS IN THE COAL-MINE	34
4. Chyży T.: INTERNAL GAS EXPLOSIONS IN BUILDINGS – NATURAL VENTING HOLES	45
5. Czech K. R., Tribillo R.: THE CONCEPTION OF FORMING TESTING SETUP FOR ESTIMATION OF VIBRATION DAMPING BY LONGITUDINAL VIBRATION IN CONCRETE	60
6. Cech K. R., Tribillo R.: TRANSVERSAL VIBRATION DAMPING OF ELEMENTS FROM CONCRETE	82
7. Dziatkowski T.: MOMENT-ROTATION STIFFENESS OF STEEL COLUMN-BASE CONNECTION AND ITS INFLUENCE ON BUCKLING LENGTH OF A COLUMN	94
8. Garncarek R. J., Jabłońska-Krysiewicz A.: EXPERIMENTAL TESTS OF STEEL BEAM-TO-COLUMN WEB MOMENT CONNECTIONS	106
9. Glinicka M. J.: STUDY OF STRESS IN SOIL AROUND CIRCULAR BURIED PIPES	122
10. Gusiew B.W., Boltryk M.: THE INFLUENCE OF THE ASYMMETRICAL VIBRATION NATURE ON THE QUALITY OF THE CONCRETE MIXES CONDENSING	129
11. Kierklo A., Tribillo R., Walendziuk A.: NUMERICAL ANALYSIS OF STRESS DISTRIBUTION IN NONHOMOGENEOUS MATERIAL STRUCTURES OF DENTISTRY PROBLEMS	139

12. Lelusz M.: REVIEW OF METHODS OF DETERMINING CONCRETE FREEZE RESISTANCE	155
13. Ligocki I.: THE EXPERIMENTAL RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES	175
14. Ligocki I.: THE ASSUMPTIONS OF THE EXPERIMENTAL PROGRAMM AND THE LOADINGS TECHNIC IN THE SWAY FRAMES RESEARCH	188
15. Lisowski J.L.: FUNCTIONING OF QUALITY MANAGEMENT SYSTEMS IN CONSTRUCTION COMPANIES	199
16. Matwiejczuk W., Obolewicz J.: EXTERNAL ENVIRONMENT OF CONSTRUCTION INDUSTRY	210
17. Michalczuk P., Tribillo R.: SPATIAL MODELS OF SOLID BUILDINGS	228
18. Miedzialowski Cz., Chyży T., Leończuk A.: THE APPROXIMATION OF THE PLATE STATES APPLYING THE BEAM MODEL IN THE ANALYSIS OF THREE DIMENSIONAL BUILDING STRUCTURES	239
19. Obolewicz J., Matwiejczuk W.: PLANNING SAFETIES OF BUILD IN ACCORDANCE WITH REQUIREMENTS OF EUROPEAN UNION	255
20. Orłowski Z., Tribillo H.: REVIEW OF SCAFFOLDINGS USED DURING REPAIR WORKS IN MONUMENTAL BUILDING. ALGORISM OF SCAFFODING SELECTION	265
21. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: THE TECHNICAL ANALYSIS OF THE HEAT METERS INSTALLATION IN THE THERMAL STATIONS	281
22. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: THE EXAMLE TECHNICAL- ECONOMICAL ANALYSIS OF ENERGY REDUCTION DURING THE MULTISTORIED BUILDINGS USE	293
23. Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: THE USING OF THE SOLAR COLLECTORS TO PRODUCE THE WARM WATER IN BUILDING ENGINEERING	302
24. Sielamowicz I.: THE ANALYSIS OF PRESSURES OF GRANULAR MATERIAL IN THE SILO HOPPER USING THE PERFECTLY PLASTIC MODEL	316

25. Sulewski J.: INVESTIGATION OF THE DEGREE OF REGULATION ABIDENCE BY ADMINISTRATORS OF DWELLING HOUSES WITHIN THE SCOPE OF BUILDING USING DOCUMENTATION AND APPLYING IT TO TECHNICAL CONDITION ESTIMATION	326
26. Syczewski M., Chomczyk P.: ANALYSIS OF STRAIGHTNESS OF REINFORCING BARS	332
27. Tribillo R., Krentowski J., Szelał R.: DESTRUCTIVE INFLUENCE OF THE HEAT LOAD OF THE RELIC FACADE	341
28. Tribillo R., Krentowski J., Szelał R.: SOME PROBLEMS OF FORMING THE FLAT SLAB FLOOR BUILDING CONSTRUCTIONS ...	351

Beata Backiel-Brzozowska

WYBRANE CECHY TECHNICZNE CERAMIKI BUDOWLANEJ, PORYZOWANEJ SFERYCZNYM WYPEŁNIACZEM ORGANICZNYM

Streszczenie: Znaczna część zakładów ceramicznych w Polsce zabiega o wprowadzenie do swojego asortymentu wyrobów z ceramiki poryzowanej. Ze względu na ich liczne zalety, wyroby te są bardzo cenione, zwłaszcza na rynku budownictwa mieszkaniowego. Ceramikę poryzowaną uzyskuje się poprzez wprowadzenie do masy ceramicznej dodatków, które podczas wypalania wyrobu ulegają spaleniowi, a w ich miejscu tworzą się pory wypełnione powietrzem. Jakość, wielkość oraz ilość materiału porotwórczego ma wpływ na właściwości tworzywa ceramicznego, co zostało opisane w niniejszym artykule. W części badawczej zaprezentowano wyniki badania podstawowych cech technicznych tworzyw ceramicznych wykonanych z lokalnych surowców, modyfikowanych dodatkiem ziaren gorczycy i rzepiku. Omówiono także podstawowe zależności pomiędzy porowatością a skurczliwością, nasiąkliwością i wytrzymałością na ściskanie badanych kompozytów.

Słowa kluczowe: ceramika budowlana, ceramika poryzowana, dodatki organiczne, cechy techniczne

1. Wstęp

1.1. Zalety ceramiki poryzowanej

W ostatnich latach producenci ceramiki budowlanej w Polsce zabiegają o wprowadzenie do asortymentu zakładów nowoczesnych wyrobów ceramiki poryzowanej. Przyczyną tych działań są liczne zalety ceramiki ściennej o dużej porowatości, do których należą:

- wysoka izolacyjność cieplna i duża zdolność akumulowania ciepła,
- dobra izolacyjność akustyczna,
- paroprzepuszczalność i właściwość szybkiego wysuszenia po nawilżeniu, co stwarza dobre właściwości klimatyczne wewnątrz budynku,

- niski poziom wilgoci trwałej i niewystępowanie zjawiska wtórnej skurczliwości,
- doskonała przyczepność zapraw murarskich, co umożliwia dobre wiązanie elementów ściennych,
- możliwość taniej budowy ścian z pojedynczych pustaków bez potrzeby stosowania dodatkowych materiałów izolacyjnych,
- szerokie możliwości kształtowania bryły budynku [1].

Cechy te, w połączeniu z zaletami samego tworzywa ceramicznego, jak chociażby z jego dużą odpornością na korozję biologiczną, niskim poziomem szkodliwego dla zdrowia promieniowania oraz wysoką trwałością i ognioodpornością, stanowią o atrakcyjności wyrobów ceramiki poryzowanej na rynku budowlanym.

1.2. Podstawowe zależności pomiędzy wybranymi cechami technicznymi tworzyw ceramicznych

Wprowadzenie do asortymentu produkcyjnego wyrobów ceramiki poryzowanej nastręcza wiele trudności technologicznych. Jednak podstawową trudnością, będącą tematem wielu prac badawczych, jest taki dobór substancji porotwórczej, aby powstałe tworzywo ceramiczne cechowało się odpowiednimi parametrami technicznymi.

Najbardziej rozpowszechnionymi środkami porotwórczymi, wprowadzanymi do masy ceramicznej są materiały organiczne, takie jak trociny, wióry i sieczka. Podczas wypalania takiego kompozytu materiał organiczny spala się, pozostawiając w czerepie wypełnione powietrzem pory. Ich wielkość i kształt jest uzależniony od rodzaju poryzatora. Taka modyfikacja czerepu ma istotny wpływ na cechy jego techniczne.

Awgustyn [2] przedstawił zależność pomiędzy gęstością pozorną a wytrzymałością na ściskanie i przewodnością cieplną ceramiki budowlanej, zestawiając cechy techniczne wyrobów czterech różnych zakładów ceramicznych (tab. 1).

Tabela 1.

Właściwości cegły budowlanej produkowanej przez cztery różne wytwórnie

Wskaźnik	Zakłady – wytwórcy			
	A	B	C	D
Gęstość pozorną [t/m^3]	1,7	1,0	0,8	0,4
Porowatość [%]	15–18	20–30	50–60	70–80
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	10,0–15,0	5,0–7,5	3,0–5,0	1,0–1,2
Przewodność cieplna przy 20°C (W/m °C)	0,41–0,43	0,27–0,29	0,19–0,20	0,09–0,11

W świetle literatury, głównym czynnikiem osłabiającym wytrzymałość materiałów podobnego typu są spękania czerepu. Mogą się one rozprzestrzeniać zarówno przez poszczególne ziarna krystaliczne jak i wzdłuż granic międzyziarnowych. W przypadku tworzyw ceramicznych, zbudowanych z fazy krystalicznej, osnowy szklistej i porów, o ich wytrzymałości decyduje głównie porowatość, stan powierzchni, wielkość i kształt ziaren. Najbardziej jednak obniża wytrzymałość porowatość materiału. Pory są miejscem koncentracji naprężeń i zarodkowania spękań. Dodatkowo spadek wytrzymałości tłumaczy się faktem, że powstałe pory mają ostre krawędzie, w których pod wpływem obciążenia zewnętrznego występuje znaczna koncentracja naprężeń, powodując mikrospeknięcia, będące początkiem zniszczenia całego materiału już przy bardzo małych obciążeniach zewnętrznych. W porach o kształcie kulistym koncentracja naprężeń jest mniejsza [3].

Tak wielowątkowy układ powiązań pomiędzy porowatością a innymi cechami technicznymi sprawia, że problem doboru materiału porotwórczego o odpowiednim kształcie, wielkości oraz ustalenie ilości wprowadzanego dodatku jest zagadnieniem skomplikowanym, uzależnionym również od indywidualnych cech surowki ceramicznej.

2. Badania własne

2.1. Charakterystyka składników mas ceramicznych

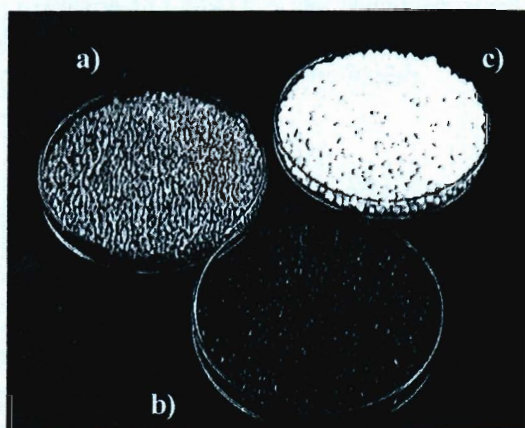
Z informacji zawartych w powyższym rozdziale wynika, że właściwości ceramiki poryzowanej zależą od kształtu i wielkości, a także od ilości wprowadzonego materiału porotwórczego. Fakt ten stał się przesłanką do przeprowadzenia przez autorkę badań tworzywa ceramicznego poryzowanego ziarnami gorczycy i rzepiku.

Do sporządzenia mas ceramicznych wykorzystano łą warwowy oraz piasek ze złoża Zakładu Ceramicznego „Lewkowo”, znajdującego się w miejscowości Lewkowo Stare (powiat Hajnówka województwo podlaskie). Jego pochodzenie geologiczne ustala się na okres czwartorzędu z epoki pleistoceniowej – zlodowacenie środkowopolskie. Typ genetyczny złoża to osady zastoiskowe.

Jak wynika z dokumentacji technicznej Zakładu Ceramicznego, łą z Lewkowa Starego składają się głównie z minerałów ilastych i kwarcu, którym towarzyszą węglany (głównie kalcyt, nieco dolomitu) oraz mała ilość uwodnionych tlenków żelaza, skaleni i substancji organicznej. Wśród minerałów ilastych dominuje illit, któremu towarzyszy chloryt oraz minerał z grupy montmorylonitu, lub minerały o strukturze mieszanej illit – montmorylonit.

Jako dodatek schudzający zastosowano piasek z Zakładu Ceramicznego „Lewkowo”. Analiza sitowa piasku wykazuje jego wąski zakres granulometryczny, niewystarczający z punktu widzenia potrzeby wzbogacenia składu surówki. Pomimo tych niedostatków nie zmieniono składu mas ceramicznych, by nie stracić możliwości porównania właściwości tworzyw ceramicznych, poryzowanych wszystkimi dodatkami organicznymi.

Jako dodatek porotwórczy zastosowano nasiona gorczycy i rzepiku (rys. 1). Oba rodzaje ziaren mają kształt zbliżony do kulistego. Taki dobór modyfikatora wynikał z postawionego założenia, że kulisty kształt porów jest optymalny z punktu widzenia możliwie niskiej koncentracji naprężeń w czerepie ceramicznym. Jednocześnie ziarna gorczycy i rzepiku mają różną średnicę, co pozwoliło na uzyskanie porów nierównej wielkości. Średnica nasion gorczycy wynosi około 2,5 mm, natomiast rzepiku jest nieco mniejsza – około 1,9 mm.



Rys. 1. Dodatki porotwórcze: a) gorczycą, b) rzepik, c) granulaty styropianowy

2.2. Wykonanie próbek

Wykorzystując wyżej opisane materiały wykonano dwa rodzaje masy ceramicznej. W recepturze I proporcje gliny i piasku wynosiły 75 do 25%, natomiast w recepturze II 80% gliny i 20% piasku. Przyjęto stałą ilość wody wynoszącą 27%. Z powstałych mas wykonano próbki zarówno bez dodatku porotwórczego, tzw. „zerowe”, jak i próbki z dodatkiem nasion gorczycy i rzepiku w dwóch różnych ilościach. Założono, że sumaryczna objętość ziaren w masie ceramicznej będzie

wynosiła 15 i 30%, jednak ze względu na pewną niejednorodność, zarówno w kształcie jak i w średnicy nasion, uzyskany efekt porotwórczy różni się nieznacznie od zamierzonego. W pracy przedstawiono wyniki porowatości otrzymanej w wyniku wypalenia ziaren, nazywanej dalej „porowatością uzyskaną”. Inaczej mówiąc jest to przyrost porowatości w stosunku do porowatości czystego czerepu, bez żadnego dodatku (tab. 2).

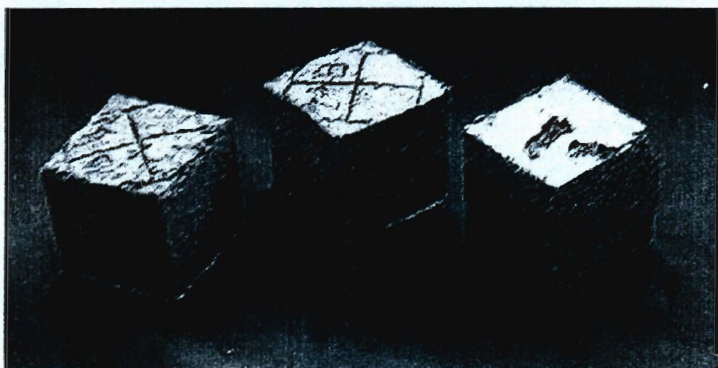
Tabela 2.

Wyniki przeprowadzonych badań (wartości średnie z 10 próbek)

Receptura	Rodzaj dodatku	„Porowatość uzyskana”	Skurcz całkowity	Nasiąkliwość	Wytrzymałość na ściskanie
		[%]	[%]	[%]	[MPa]
I	bez dodatku	0	6,6	15,5	14,0
	gorczyca	17	3,3	18,5	4,9
	gorczyca	30	3,8	32,4	1,3
	rzepik	16	3,0	17,5	7,7
	rzepik	28	2,7	28,4	1,8
II	bez dodatku	0	5,5	16,6	18,7
	gorczyca	16	3,9	19,5	5,6
	gorczyca	26	3,0	29,5	2,2
	rzepik	14	3,8	17,4	7,3
	rzepik	25	1,6	28,5	2,8

Z każdej masy ceramicznej wykonano po 10 próbek w kształcie sześcianu, o boku równym 5 cm. Mieszanie składników masy odbywało się ręcznie, a formowanie kostek pojedynczo za pomocą prasy balansowej. Po wysuszeniu (w temperaturze pokojowej oraz w suszarce laboratoryjnej) próbki poddano wypalowi w piecu komorowym typu CT100EK. Założono maksymalną temperaturę 1000°C, w której przetrzymywano kostki przez 8 godzin. Całkowity czas wypału wynosił 36 godzin.

Po wypaleniu wszystkie próbki kolor „ceglasty”, z widocznymi w niektórych miejscach jasnymi przebarwieniami. Ich kształt uległ delikatnej deformacji w wyniku działania naprężeń powstałych podczas formowania. Pory powstałe po wypaleniu ziaren miały kształt kulisty, a powierzchnię gładką, pokrytą gdzieś cieniutką warstwą pozostałości, których składu nie określano na obecnym etapie badań. Niektóre próbki z maksymalną ilością wprowadzonego dodatku miały na powierzchni odpryski, których przełom przechodził przez miejsca, w których nastąpiła koncentracja nasion (rys. 2).



Rys. 2. Wygląd zewnętrzny próbek ceramicznych

3. Prezentacja i omówienie wyników badań

3.1. Badanie skurczliwości

Badanie przeprowadzono zgodnie z PN-75/H-04189 „Oznaczanie zawartości wody zarobowej oraz skurczliwości wysychania, wypalania i całkowitej”. Oznaczeniu poddano łącznie 100 próbek, po 10 kostek z masy ceramicznej każdego rodzaju. W artykule zamieszczono jedynie wartości średnie skurczu całkowitego, to jest sumy wartości skurczu suszenia i wypału mas ceramicznych. (tabl. 2).

Wysychanie iłów lub wyrobów z mas plastycznych powoduje ich kurczenie, w większym lub mniejszym stopniu, proporcjonalnie do ilości wchłoniętej wody zarobowej. Skurczliwość maleje w przypadku zastosowania dodatków nieilastych, w tym również organicznych.

Całkowity skurcz mas ceramicznych sporządzonych na bazie obu receptur jest niższy niż zalecana maksymalna wartość, która dla ceramiki czerwonej wynosi 7% [2]. Po wprowadzeniu dodatków porotwórczych wartość skurczu wyraźnie zmalała. Przy porowatości uzyskanej około 25%, skurcz masy ceramicznej z dodatkiem ziaren rzepiku osiągnął najniższą wartość, tylko 1,6%. Wyjątek stanowią próbki wykonane na bazie receptury I z dodatkiem gorczycy. Wraz ze wzrostem ilości dodatku skurcz nieznacznie się zwiększył. Może to wynikać stąd, że niekiedy na powierzchni próbki, po wypaleniu ziaren, powstawały pory, które zacierały linie wyciśniętego przed wypaleniem odcinka wzorcowego. Pomiar długości odcinka był szczególnie utrudniony w przypadku kompozytów z gorczycą, ze względu na dużą średnicę powstałych porów.

Można też zauważyć, że skurcz mierzony na próbkach o mniejszych porach (kompozyt z rzepikiem) jest odpowiednio mniejszy niż na próbkach o większych porach (kompozyt z gorczycą).

3.2. Badanie nasiąkliwości

Badanie przeprowadzono zgodnie PN-70/B-12016 „Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne”, przy zastosowaniu metody stopniowego zalewania wodą. Liczba próbek była identyczna, z tą jaka była przy pomiarze skurczliwości.

Jak wiadomo z literatury, objętość wchłanianej wody jest równa objętości porów, gdy ścianki porów są przesiąkliwe lub otwarte. W ceramice najwięcej porów, bo aż 90% objętości, łączy się kapilarami, a tylko niewielka ich część zamknięta. Przy normalnym nasycaniu czerepu wodą pory mniejsze niż $0,1\mu\text{m}$ zatrzymują powietrze i nie zapełniają się wodą. W porach powyżej $200\mu\text{m}$ woda nie utrzymuje się z powodu znikomego działania sił kapilarnych [2].

Otrzymane z badań wartości nasiąkliwości próbek bez dodatków (tabl. 2) zawierają się w przedziale charakterystycznym dla ceramiki o strukturze porowatej (od 12 do 22%) [4]. Po wprowadzeniu dodatku porotwórczego w ilości około 15% wartość nasiąkliwości wzrosła, lecz zarówno dla próbek z ziarnami rzepiku jak i gorczycy, wartości mieszczą się w podanym zakresie.

O ile przy 15% dodatku porotwórczym nasiąkliwość wzrosła nieznacznie (tylko o kilka procent) w porównaniu z próbkami zerowymi, to przy dodatku 30% (gorczyca oraz rzepik) wzrosła prawie dwukrotnie i przekroczyła wartość graniczną. Fakt tak gwałtownego wzrostu nasiąkliwości można częściowo tłumaczyć tym, że ziarna nie wypaliły się całkowicie i tworzyły na powierzchni porów łatwo chłonącą pozostałość. Zjawisko to było znacznie bardziej widoczne przy około 30% dodatku porotwórczym.

Wartości nasiąkliwości uzyskane przy zastosowaniu obu receptur odpowiednio z 15 i 30% dodatkiem gorczycy i rzepiku są porównywalne, przy czym nieco większą nasiąkliwość uzyskały próbki z dodatkiem gorczycy. Wzrost ten może wynikać z nieco większej „porowatości uzyskanej” próbek z gorczycą. Można więc wnioskować, że wielkość porów powstałych po dodatku porotwórczym nie wpływa bezpośrednio na wartość nasiąkliwości.

Ogólnie można zauważyć, że nasiąkliwość tworzyw po wprowadzeniu dodatków wzrastała o wartość dużo mniejszą niż „porowatość uzyskana” próbek. Należy więc wnioskować, że pory powstałe po wypaleniu ziaren nie uległy w całości zalaniu wodą.

3.3. Badanie wytrzymałości na ściskanie

Badanie przeprowadzono zgodnie PN-70/B-12016 „Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne” przy użyciu prasy wytrzymałościowej. Liczba próbek była identyczna z tą, jaka była przy pomiarze skurczliwości. Biorąc pod uwagę wielkość kostek, uzyskane wartości należało zredukować mnożąc wyniki przez współczynnik równy 0,7. Dzięki temu można porównywać wytrzymałość na ściskanie próbek i gotowych wyrobów ceramiki budowlanej ścienniej [2].

Wytrzymałość na ściskanie, uzyskana na próbkach zerowych z mas na bazie obu receptury I i II wynosi odpowiednio 14,0 i 18,2 MPa (tabl. 2). Wartości te odpowiadają wytrzymałości cegły pełnej, średniej klasy. Wytrzymałość na ściskanie osiągnięta na próbkach z dodatkami w ilości około 15% w porównaniu z wytrzymałością próbek bez dodatków spadła 2-3 razy uzyskując wartości od 7,7 do 4,9 MPa. Można więc ją porównać z wytrzymałością cegły budowlanej najniższych klas.

W przypadku próbek z około 30% dodatkiem wytrzymałość na ściskanie spadła 2-4 razy w stosunku do tworzyw o „porowatości uzyskanej” około 15%. Takie duże spadki wytrzymałości spowodowane są nie tylko osłabieniem struktury poprzez wprowadzenie dodatku porotwórczego, ale także nierównomiernym rozmieszczeniem ziaren w materiale.

Można również zauważyć, że wartość wytrzymałości jest nieco wyższa przy zastosowaniu dodatku o mniejszych średnicach ziaren (rzepik). Różnica ta jest najlepiej widoczna w przypadku kostek wykonanych na bazie receptury I, z dodatkiem w ilości około 15%. Wytrzymałość próbek czerepu modyfikowanego gorczycą (porowatość uzyskana 17%) jest o ponad 50% mniejsza niż wytrzymałość kompozytu z 16% dodatkiem rzepiku. Fakt ten można częściowo wytłumaczyć nieco większą „porowatością uzyskaną” próbek z gorczycą, jednak można również wnioskować, że istnieje wpływ wielkości średnicy porów na wytrzymałość tworzyw ceramicznych na ściskanie.

4. Podsumowanie

Wyniki badań potwierdziły podstawowe zależności cech technicznych tworzyw ceramicznych. Po wprowadzeniu do mas ceramicznych dodatków porotwórczych, a tym samym po zwiększeniu porowatości czerepu ceramicznego skurczliwość czerepu zmalała. Podwyższenie porowatości o około 30% spowodowało ponad trzykrotny spadek wartości skurczu całkowitego badanych mas ceramicznych. Dostatecznie widać także, że skurczliwość kompozytów z rzepikiem (ziarna

mniejsze) jest dużo niższa niż skurczliwość tworzyw z dodatkiem gorczycy (ziarna większe). Może to wskazywać na zależność pomiędzy wielkością poryzatora a skurczem mas ceramicznych.

Przedstawiono również wpływ zmian porowatości na nasiąkliwość mas. Zdolność próbek pochłaniania i przetrzymywania wody rosła wraz z ilością wprowadzanego dodatku. Stosunkowo wysoki skok nasiąkliwości kompozytów z około 30% dodatkiem ziaren mógł wynikać z dużej wodochłonności pozostałości po wypale nasion, o których wspomniano w rozdziale 2.2. Badania nie wykazały zależności nasiąkliwości od wielkości poryzatora. Fakt ten wydaje się znajdować uzasadnienie w świetle teorii, która mówi, że w porach powyżej 200 μm woda nie utrzymuje się z powodu znikomego działania sił kapilarnych.

Porowatość materiału wywarła znaczący wpływ na jego wytrzymałość na ściskanie. Wytrzymałość spadła, osiągając – przy maksymalnej ilości wprowadzanego dodatku – wartości poniżej progu przydatności tworzywa jako materiał konstrukcyjny. Spadek wytrzymałości w tworzywach z dodatkiem gorczycy był wyższy niż w tworzywach z ziarnami rzepiku.

Brak jednoznacznych wniosków co do zależności badanych cech technicznych od średnicy poryzatora wynika z prawdopodobnego wpływu rodzaju i wielkości dodatku na procesy zachodzące w tworzywie podczas jego wypalania. Materiał organiczny stanowi dodatkowe paliwo, dlatego podczas identycznego wypału, w zależności od rodzaju poryzatora, warunki termiczne wewnątrz próbek nie są takie same. Będzie się zatem także różnić przebieg reakcji chemicznych oraz skład mineralny wypalonych czerepów.

Literatura

- [1] **Janiak M.:** *Cegła porowana – najlepszym materiałem ściennym*. Ceramika Budowlana, 4, 1998, s. 26-28.
- [2] **Awgustinik A. J.:** *Ceramika*. Arkady, Warszawa, 1980.
- [3] **Hejduk B.:** *Mikropęknięcia a wytrzymałość mechaniczna wyrobów ceramicznych*. Zeszyty Naukowe WSI nr 27, Zielona Góra, 1974, s. 249-255.
- [4] **Szymański E., Kołakowski J.:** *Materiały budowlane z technologią betonu*. część I. Skrypt Politechniki Białostockiej, Białystok, 1996.

SELECTED TECHNICAL PROPERTIES OF CERAMIC MATERIALS PORED WITH ORGANIC ADDITION IN THE FORM OF WHITE MUSTARD AND OIL-YIELDING RAPE GRAINS

Summary: Considerable part of ceramic industry in Poland strive for introduction of pored ceramic articles to their assortment. Thanks to numerous advantages, these articles are very esteem, especially in housing's building market. Ceramic material with increased porosity is received by introduction of different additions to ceramic mass and burning composites. During burning of ceramic mass air pores replace burned organic addition. Quality, size and quantity of pores replacing addition influence ceramic's properties, what is described in this paper. The author presents experimental results of ceramic materials made of local varved clay modified with white mustard and oil-yelding grains. There are also discussed some basic dependencies regarding porosity, shrinkage, absorability and compressive strength of investigated ceramic materials.

Key words: building ceramic, pored ceramic, organic additions, technical properties

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

Beata Backiel-Brzozowska, Michał Bołtryk

WPŁYW DODATKU POROTWÓRCZEGO W POSTACI GRANULATU STYROPIANOWEGO NA WYBRANE CECHY TECHNICZNE TWORZYW CERAMICZNYCH NA BAZIE LOKALNYCH SUROWCÓW

Streszczenie: Głównym kierunkiem działań modernizacyjnych w dziedzinie ceramiki ściennej jest poprawa własności izolacyjnych wyrobów. Uzyskuje się to między innymi poprzez wprowadzenie różnego rodzaju dodatków. Autorzy referatu przeprowadzili badanie materiału ceramicznego poryzowanego granulatem styropianowym, wzmacnianym żywicą epoksydową i piaskiem kwarcowym. Uzyskano materiał ceramiczny z porami o kształcie zbliżonym do kulistego oraz średnicy poniżej 4mm. Przeprowadzono wiele badań, w tym badanie na nasiąkliwość i badanie na wytrzymałość na ściskanie próbek, przy zmiennej ilości wprowadzonego dodatku. Prezentowana praca ma na celu przedstawienie oraz ocenę wyników tych badań.

Słowa kluczowe: materiały ceramiczne, ceramika poryzowana, cechy techniczne

1. Wstęp

Efektem rosnących wymagań przepisów budowlanych w zakresie ochrony cieplnej budynków jest konieczność polepszania właściwości izolacyjnych ceramiki budowlanej. Producenci ceramiki za główny cel stawiają doskonalenie właściwości termoizolacyjnych produktów, gdyż w ostatnich latach stały się one najważniejszym kryterium nowoczesności wyrobów. Jednym z głównych kierunków działań modernizacyjnych jest poprawa właściwości czerepu ceramicznego poprzez wprowadzenie do masy dodatku porotwórczego, co znacznie obniża współczynnik przewodzenia ciepła λ materiału. Tworzywo ceramiczne uzyskane w wyniku tak zmodyfikowanej technologii określane jest potoczną nazwą „ceramika poryzowana”. Równolegle z doskonaleniem mikrostruktury czerepu ceramicznego optymalizuje się również konstrukcję wyrobów poprzez wprowadzenie układów drążen wypełnionych powietrzem, zwiększenie jego gabarytów czy doskonalenie systemu łączenia elementów w ścianie.

Obok klasycznych materiałów porotwórczych takich jak wióry, trociny i sięczka producenci próbują wprowadzać inne dodatki organiczne. W niektórych krajach europejskich do produkcji ceramiki poryzowanej zastosowano spieczniony granulaty polistyrenowy. Powstała grupa wyrobów o nazwie poroton. Są one importowane do naszego kraju i znajdują zastosowanie również w polskim budownictwie [1].

Głównym składnikiem granulatu styropianowego jest powietrze (około 98%). Resztę stanowi polistyren będący szkieletem tworzywa. Wytrzymałość termiczna polistyrenu wynosi 90°C [2]. Podczas wypalania masy ceramicznej następuje topienie i spalanie granulatu, co powoduje powstanie w tworzywie kulistych porów wypełnionych powietrzem. Autorzy artykułu przeprowadzili szereg badań, mających na celu sprawdzenie wpływu dodatku porotwórczego w postaci granulatu styropianowego na wybrane cechy techniczne tworzyw ceramicznych, powstałych na bazie lokalnych surowców. Niniejsze opracowanie ma na celu przedstawienie i omówienie wyników badań normowych skurczu, nasiąkliwości oraz wytrzymałości na ściskanie uzyskanych tworzyw ceramicznych. Ważnym zadaniem opracowania jest również zapoznanie Czytelników ze specyfiką surowców użytych do badań.

2. Charakterystyka materiałów użytych do sporządzenia mas ceramicznych

Do sporządzenia mas ceramicznych użyto materiałów, takich jak: il warwowy, piasek, woda wodociągowa oraz dodatek porotwórczy w postaci granulatu styropianowego.

Il pochodzi z pokładów eksploatowanych przez Zakład Ceramiczny „Lewkowo”, znajdujących się w miejscowości Lewkowo Stare w województwie podlaskim. Pochodzenie geologiczne złoża datuje się na okres czwartorzędu z epoki pleistoceniowej – zlodowacenie środkowopolskie. Typ genetyczny pokładów to osady zastoiskowe.

Jak wynika z dokumentacji technicznej Zakładu Ceramicznego, ily z Lewkowa Starego składają się głównie z minerałów ilastych i kwarcu, którym towarzyszą węglany (głównie kalcyt, nieco dolomitu) oraz mała ilość uwodnionych tlenków żelaza, skaleni i substancji organicznych. Wśród minerałów ilastych dominuje illit, któremu towarzyszy chloryt oraz minerał z grupy montmorylonitu lub minerały o strukturze mieszanej illit – montmorylonit.

Skład chemiczny pobranych ze złoża iłów warwowych przedstawia się następująco: SiO_2 – 47,22%, Al_2O_3 – 16,69%, Fe_2O_3 – 6,18%, CaO – 9,63%, MgO – 20

– 4,07%, Na_2O – 0,66%, K_2O – 3,85%. Można więc określić, że skład ten jest nietypowy z punktu widzenia przydatności surowca do produkcji wyrobów ceramiki budowlanej. Dominującym składnikiem jest kwarc (około 45%), lecz jego całkowita zawartość nie osiąga jednak poziomu zawartości SiO_2 w normalnych surowcach ceglarskich (od 55 do 75%). Fakt ten sugeruje konieczność zastosowania dodatku korygującego na bazie piasków.

Wśród składników szkodliwych występujących w ile stwierdzono dosyć wysoką zawartość margla – około 16,2% (w bardzo drobnej postaci) [3]. Według Awgustnika [4] zawartość CaCO_3 w surowcu do wyrobu cegły może wynosić nawet do 25%, pod warunkiem, że będzie on w postaci pyłastej oraz równomiernie rozmieszczony. Natomiast zawartość związków siarki rozpuszczalnych w wodzie w przeliczeniu na SO_3 wynosi około 0,02% zawartości siarki.

Do analizy uziarnienia gliny zastosowano urządzenie firmy *Fritsch – Anali-sette 22 Compact*. Pomiar na tym aparacie dokonywany jest za pomocą dyfrakcji światła lasera w stożkowym strumieniu. Zakres pomiaru waha się w granicach $0,3\div300\text{ }\mu\text{m}$. Maksymalna ilość próbki wynosi $0,2\div1\text{ cm}^3$, a czas pomiaru 10 s. Analizę przeprowadza się na mokro. Skład granulometryczny iłu podano w tabeli 1. Z przeprowadzonej analizy wynika, że mamy do czynienia z iłem (od iłu fizycznego do tzw. grubego iłu) z małym dodatkiem najdrobniejszej frakcji pyłastej.

Tabela 1.

Analiza uziarnienia gliny

Nazwa i wymiary cząsteczek	Zawartość frakcji
[mm]	[%]
cząsteczki koloidalne $0,0002\div0,002$	30
cząsteczki ilaste $0,002\div0,006$	45
cząsteczki pyłaste drobne $0,006\div0,02$	25

Również ze składu granulometrycznego wynika, że surowiec dla poprawienia właściwości tworzywa ceramicznego wymaga składników korygujących. Jako dodatek modyfikujący zastosowano piasek z Zakładu Ceramicznego „Lewkowo”. Analiza sitowa piasku wykazuje jego wąski zakres granulometryczny, niewystarczający z punktu widzenia potrzeby wzbogacenia składu surowki (tab. 2). Zaletą tego piasku jest bardzo mała zawartość w nim ziaren grubszych frakcji oraz niska zawartość węgla wapniowego.

Jako dodatek poryzujący zastosowano granulát styropianowy, wzmocniony żywicą epoksydową i piaskiem kwarcowym. Granule te mają kształt kulisty. Ich średnica waha się w zakresie od 3,2 do 4,7 mm (średnia 4,0 mm).

Tabela 2.
Analiza sitowa piasku

Frakcje	Zawartość procentowa
[mm]	[%]
0 ÷ 0,063	0
0,063 ÷ 0,125	1
0,125 ÷ 0,25	34
0,25 ÷ 0,50	56
0,50 ÷ 1,0	7
1,0 ÷ 2,0	2

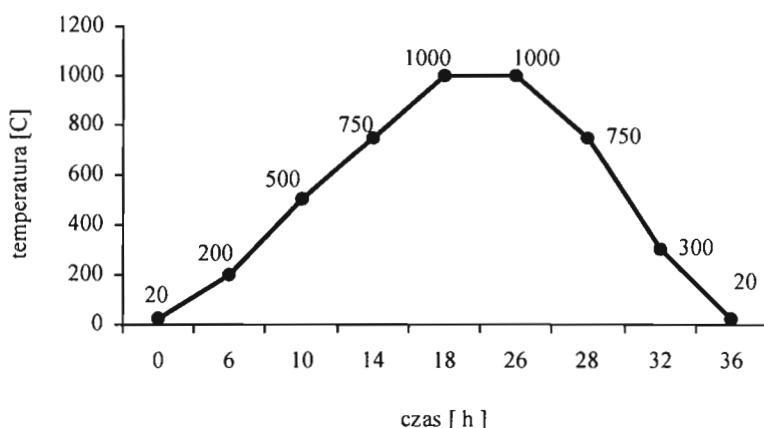
3. Wykonanie próbek

Wykorzystując wyżej opisane materiały wykonano dwa rodzaje masy ceramicznej. W recepturze I proporcje gliny i piasku wynosiły 75 do 25%, natomiast w recepturze II 80% do 20%. Przyjęto stałą ilość wody, wynoszącą 27% w stosunku do objętości suchych składników. Z powstałych mas wykonano próbki, zarówno bez dodatku porotwórczego, tzw. „zerowe”, jak i z dodatkiem w dwóch różnych ilościach. Sumaryczna objętość granulek dodawana do masy nie dała takiej samej objętości powstałych po wypaleniu polistyrenu porów, gdyż granulki po wprowadzeniu do masy i zaformowaniu próbek znacznie zmniejszyły swoją objętość. W pracy przedstawiono wyniki porowatości, uzyskanej w wyniku wypalenia granulatu, nazywanej dalej „porowatością uzyskaną”. Inaczej mówiąc jest to przyrost porowatości w stosunku do porowatości czystego czerepu bez dodatku granulatu styropianowego (tab. 3).

Tabela 3.
Wyniki przeprowadzonych badań (wartości średnie z 10 próbek)

Numer receptury	„Porowatość uzyskana”	Gęstość pozorna	Skurcz całkowity	Nasiąkliwość	Wytrzymałość na ściskanie
	[%]	[g/cm ³]	[%]	[%]	[MPa]
I	0	1,84	6,6	15,5	13,9
	10	1,56	4,8	17,3	4,2
	18	1,35	3,9	19,9	2,1
II	0	1,73	5,5	16,6	18,2
	10	1,47	4,7	18,0	6,3
	15	1,31	3,8	19,7	2,9

Z każdej masy ceramicznej wykonano po 10 próbek w kształcie sześcianu o boku równym 5 cm. Mieszanie masy ceramicznej odbywało się ręcznie, a formowanie kostek pojedynczo za pomocą prasy balansowej. Po wysuszeniu (w temperaturze pokojowej oraz w suszarce laboratoryjnej) próbki poddano wypalowi w piecu komorowym typu CT100EK. Jest to oporowy piec uniwersalny, przeznaczony do prowadzenia różnych procesów wypalania w atmosferze utleniającej o temperaturze do 1250°C. Założono maksymalną temperaturę wypału, równą 1000°C. Całość procesu ilustruje rysunek 1.



Rys. 1. Krzywa wypału

Po wypaleniu wszystkie próbki miały kolor „ceglasty”, z widocznymi w niektórych miejscach jaśniejszymi przebarwieniami. Ich kształt uległ delikatnej deformacji w wyniku działania naprężeń powstałych podczas formowania. Pory powstałe po wypaleniu granul styropianowych miały kształt zbliżony do kulistego, a powierzchnię gładką, pokrytą warstewką piasku kwarcowego.

4. Prezentacja i omówienie wyników badań

4.1. Badanie skurczu

Badanie przeprowadzono zgodnie z PN-75/H-04189 „Materiały ogniotrwałe. Oznaczanie zawartości wody zarobowej oraz skurczliwości wysychania, wypalania i całkowitej”. Oznaczeniu poddano łącznie 60 próbek, po 10 kostek z każdego rodzaju masy ceramicznej. W artykule zamieszczono jedynie wartości średnie

skurczu całkowitego, to jest sumy wartości skurczu suszenia i wypału mas ceramicznych (tabl. 3).

Należy stwierdzić, że skurcz badanych próbek jest w normie i nie przekracza wartości maksymalnej dla ceramiki czerwonej, która według Awgustnika [3] wynosi 7%. W przypadku próbek bez dodatku porotwórczego skurcz tworzywa przy zastosowaniu receptury I i II wynosi odpowiednio 6,6 i 5,5%.

Wraz ze wprowadzeniem dodatku poryzującego wartość skurczu wyraźnie spada w przypadku obydwu receptur. Po wprowadzeniu 10% dodatku polistyrenu skurcz maleje odpowiednio do wartości 4,8 i 4,7%. Przy „porowatości uzyskanej”, równej 18%, w recepturze I wartość skurczu wyniosła 3,9%, a przy porowatości 15% w recepturze II – 3,8%. Można zauważyć, że chociaż skurcz w poszczególnych recepturach zmierzony na próbkach bez dodatków różni się o ponad 1%, to skurcz zmierzony na próbkach o porównywalnej „porowatości uzyskanej” w obu recepturach osiągnął zbliżone wartości.

4.2. Badanie nasiąkliwości

Badanie przeprowadzono zgodnie PN-70/B-12016 „Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne”, stosując metody moczenia. Liczba próbek była identyczna z tą, jaka była przy pomiarze skurczliwości.

Wyniki nasiąkliwości badanych próbek (tab. 3) zawierają się w przedziale charakterystycznym dla ceramiki o strukturze porowatej (od 12 do 22%) [4]. W przypadku próbek bez dodatku nasiąkliwość kostek wykonanych z masy I wynosi 15,5%, natomiast z masy II jest nieco większa i osiąga wartość 16,6%.

Wprowadzenie dodatku poryzującego spowodowało wzrost nasiąkliwości, która maksymalnie wyniosła 19,9% (receptura I, „porowatość uzyskana” 18%). Analizując otrzymane wyniki, można zauważyć, że próbki o porównywalnej porowatości z obu rodzajów mas osiągnęły zbliżone wartości nasiąkliwości.

4.3. Badanie wytrzymałości na ściskanie

Badanie przeprowadzono zgodnie PN-70/B-12016 „Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne”, przy użyciu prasy wytrzymałościowej. Liczba próbek była identyczna z tą, jaka była przy pomiarze skurczliwości. Biorąc pod uwagę wielkość kostek, uzyskane wartości należało zredukować, mnożąc wyniki przez współczynnik równy 0,7. Dzięki temu można porównywać wytrzymałość na ściskanie próbek i gotowych wyrobów ceramiki ściennej [3].

Wytrzymałość na ściskanie uzyskana na próbkach zerowych z zastosowaniem I i II receptury wynosi odpowiednio 13,9 i 18,2 MPa (tab. 3). Wartości te można porównać z wytrzymałością cegły pełnej średniej klasy. Po wprowadzeniu dodatku poryzującego wytrzymałość na ściskanie próbek wyraźnie zmalała. W przypadku zastosowania I receptury, przy „uzyskanej porowatości” 10%, wytrzymałość spadła do wartości 4,2 MPa. W przypadku próbek wykonanych na bazie receptury II i przy „uzyskanej porowatości” około 10%, wytrzymałość na ściskanie wynosi 6,3 MPa. Wartości te odpowiadają najniższym klasom wytrzymałości cegły pełnej.

Wytrzymałość na ściskanie próbek o zawartości procentowej dodatku równej 18% (I receptura) i 15% (II receptura) osiąga wartość odpowiednio 2,1 i 2,9 MPa. Tak niskie wartości wytrzymałości na ściskanie nie odpowiadają wymaganiom stawianym wyrobom budowlanej ceramiki ściennej.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwalają wnioskować zarówno o jakości tworzywa ceramicznego przed modyfikacją, jak i o wpływie dodatku porotwórczego na podstawowe cechy techniczne uzyskanych tworzyw.

Analizując skład granulometryczny iłów oraz piasku z Zakładu Ceramicznego „Lewkowo” można zauważyć, że w surówce zabraknie frakcji pylastej, co wywrze negatywny wpływ na właściwości czerepu i spowoduje jego niską wytrzymałość. Należy więc zoptymalizować skład granulometryczny piasku, wzbogacając go o brakujące frakcje.

Uzyskane wyniki wskazują, że, jeśli chodzi o cechy techniczne budowlanej ceramiki ściennej, lepsze parametry osiąga masa zawierająca w swoim składzie mniejszą ilość piasku (20%). Optymalna ilość piasku ulega zmianie wraz z korektą jego składu.

Dodatek granulatu styropianowego znacząco wpłynął na wartości badanych parametrów technicznych. Można stwierdzić, że skurcz mas w obu recepturach zmalał wraz ze wzrostem ilości wprowadzonego dodatku, natomiast ich nasiąkliwość wzrosła. Jednocześnie osiągnięte wartości są zgodne z wymogami normowymi, stawianymi wyrobom ceramiki budowlanej.

Wprowadzenie dodatku porotwórczego miało największy wpływ na wartość wytrzymałości tworzywa ceramicznego na ściskanie. Wartość ta przy maksymalnej ilości granulatu styropianowego spadła uniemożliwiając jego zastosowanie w produkcji ściennych materiałów ceramicznych. Spadek wytrzymałości wynika nie tylko z samego faktu wprowadzenia dodatku porotwórczego, lecz również jest skutkiem występowania skupisk granulek polistyrenu, które spowodowały miej-

scowe osłabienie struktury czerepu. Ponadto przemiany kwarcu na powierzchni kulistych por mogły spowodować pojawienie się szczelin włoskowatych, będących przyczyną znacznego obniżenia wytrzymałości czerepu ceramicznego, gdyż podczas wypalania kwarc przechodzi w trydymit, zwiększając przy tym swoją objętość.

Podsumowując powyższą analizę, należy stwierdzić, że mając na uwadze poprawę właściwości tworzyw ceramicznych trzeba prowadzić dalsze badania – przede wszystkim w zakresie optymalizacji składu masy ceramicznej a także w zakresie reżimów technologicznych wykonania próbek.

Literatura

- [1] **Pieńkowski B.:** *Stosowanie ceramicznych wyrobów porotonowych*. Warstwy, 2, 1997, s. 38-41.
- [2] **Wiecheć T.:** *Kilka uwag o znikaniu styropianu*. Materiały Budowlane, 7, 1980, s. 10.
- [3] **Awgustnik A.J.:** *Ceramika*. Wyd. Arkady, Warszawa, 1980.
- [4] **Szymański E.:** *Materiały budowlane z technologią betonu*. Skrypt Politechniki Białostockiej, Białystok, 1996.

INFLUENCE OF POLYSTYRENE GRANULES ADDITION UPON SELECTED TECHNICAL PROPERTIES OF CERAMIC BASED ON LOCAL MATERIALS

Summary: Main direction of development in the field of wall ceramic materials is improvement of their insulating properties. It can be achieved, among other methods, by introduction of different kind of additions to ceramic mass and burning composites. The authors of the report carried out investigation of ceramic material modified with polystyrene granules strengthened with epoxy resin and quartz sand. Ceramic material with pores close to spherical and diameter lower than 4mm was received. Absorbability, compressive strength and shrinkage of specimens with various quantity of addition was tested. This work shows and evaluates the results of those examinations.

Key words: ceramic materials, pored ceramic, technical properties

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

Tadeusz Chyży

ANALIZA MECHANIKI PODZIEMNEGO WYBUCHU METANU W KOPALNI WĘGLA KAMIENNEGO

Streszczenie: W artykule zaprezentowano przypadek podziemnego wybuchu gazu w kopalni węgla kamiennego, spowodowanego nieprzestrzeganiem zasad bezpieczeństwa podczas prowadzenia prac likwidacyjnych kopalni. Opisano przyczyny oraz przeanalizowano mechanikę wybuchu, celem ustalenia ciśnienia, jakie oddziaływało na elementy budynku nadszybia.

Słowa kluczowe: gaz, metan, wybuch gazu, ciśnienie wybuchu, kopalnia

1. Wstęp

Metan stanowi jedno z większych zagrożeń w kopalniach prowadzących podziemną eksploatację złóż węgla kamiennego. Podczas prowadzenia robót górniczych prowadzi się stałą kontrolę zagrożenia metanowego, wprowadza się odpowiednie procedury bezpieczeństwa i stosuje rozwiązania minimalizujące zagrożenie wybuchu gazu.

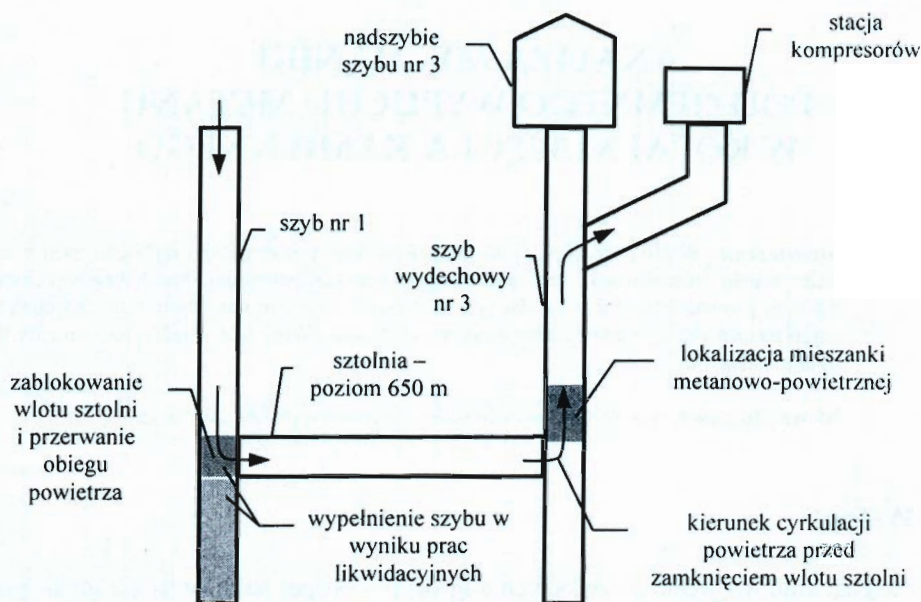
Górnicy pracujący pod ziemią znają zagrożenie jakie może stanowić metan, natomiast nie zawsze jest to oczywiste dla osób pracujących na powierzchni, które czasami wręcz bagatelizują to zagrożenie.

W artykule opisano jeden z przypadków wybuchu podziemnego metanu w szybie likwidowanej kopalni węgla kamiennego, spowodowany nieprzestrzeganiem zasad bezpieczeństwa pracy.

2. Analiza zaistniałego zjawiska wybuchu metanu

Analizę wybuchu metanu w szybie oznaczonym jako nr 3 przeprowadzono na podstawie opracowania Głównego Instytutu Górnictwa GIG w Katowicach, dotyczącego wentylacji metanowej kopalni w czasie poprzedzającym zaistniałe zdarze-

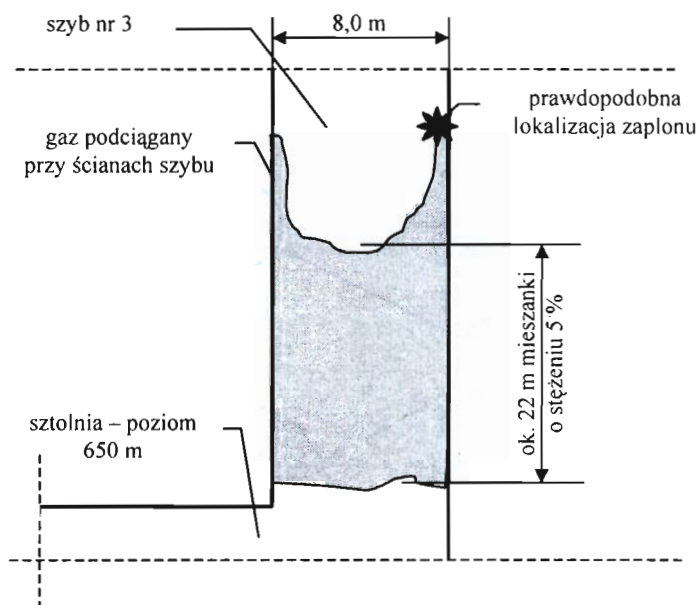
nie. Stwierdzono, że w toku likwidacji szybów 1 i 2 przerwano drożność (lub znacznie ją ograniczono) sztolni na poziomie 650 m, w wyniku czego ustała cyrkulacja powietrza w obiegu przez szyb wlotowy 1 i wylotowy 3. Schematycznie sytuację pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat sytuacji wentylacyjnej kopalni przed zaistnieniem wybuchu

Sztolnie poniżej poziomu 650 m w szybie nr 3 zostały zamknięte wcześniej tamami metanowymi. Ograniczenie swobodnego przepływu powietrza wytworzyło podciśnienie w szybie nr 3, i w efekcie „wyciąganie” metanu przez nieszczelności tam i spękania górotworu. Analiza tego zjawiska oraz pomiary metanometryczne wykonane przez GIG wykazały, iż w szybie mogło się zebrać około 1100 m³ mieszanki metanowo-powietrznej o stężeniu około 5% (stężenie bliskie dolnej granicy wybuchowości LLE dla metanu). Mieszanka zalegała na poziomie powyżej 650 m, warstwą o grubości około 22 m, licząc po wysokości szybu. Ponadto eksperci stwierdzili, iż metan mógł być dodatkowo przemieszczany w górę przy ściankach szybu, co schematycznie pokazano na rysunku 2.

Na rysunku 2 pokazano również najbardziej prawdopodobny punkt zapłonu mieszanki, zlokalizowany przy ścianie szybu. Wskazują na to wyniki prac komisji powypadkowej, gdzie ustalono, że przyczyną zapłonu był rozgrzany kawałek metalu, powstały podczas prac spawalniczych na zrębie szybu.



Rys. 2. Schemat zalegania mieszanki metanowo-powietrznej

3. Mechanika wybuchu

Przedmiotem dalszej analizy jest ustalenie siły wybuchu w aspekcie oddziaływania fali ciśnienia na elementy konstrukcji nadszybia szybu nr 3.

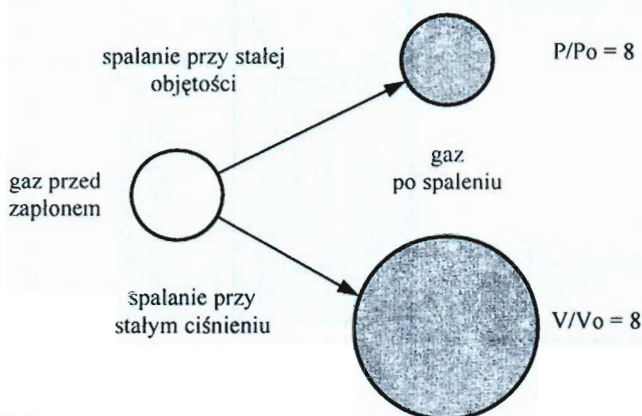
Siłę wybuchu zdefiniowano poprzez dwa parametry:

- ciśnienie maksymalne $p_{\max}$,
- przyrost ciśnienia w czasie dp/dt , zwany dalej gradientem ciśnienia.

Samo zjawisko wybuchu jest złożone i składa się z kilku faz: tzw. fazy pozytywowej i negatywowej [5]. Poprzez t_d oznaczono czas trwania fazy pozytywowej, która w większości przypadków jest decydująca.

W sensie odporności konstrukcji nadszybia nie mamy tu do czynienia z klasycznym przypadkiem wybuchu wewnętrznego, lecz rozprzestrzenianiem się strumienia gazów wypychanych z szybu. Z tego powodu określenie rzeczywistej funkcji czasowej ciśnienia wybuchu oraz jego maksymalnej wartości należy rozpocząć od momentu zapłonu mieszanki metanowo-powietrznej wewnątrz szybu. Zgodnie z prawami termodynamiki gazów, ich spalanie może odbywać się w całym przedziale pomiędzy dwoma warunkami brzegowymi: spalaniem przy stałej objętości

$V = \text{const.}$ lub spalaniem przy stałym ciśnieniu $P = \text{const.}$ W obu tych przypadkach mamy do czynienia z różnym przebiegiem procesu (rys. 3). Na rysunku 3 określono dla metanu współczynnik zmiany objętości $V/V_0 = 8$ i zmiany ciśnienia $P/P_0 = 8$, przyjęty na podstawie opracowań [2, 4].



Rys. 3. Warunki brzegowe procesu spalania gazu

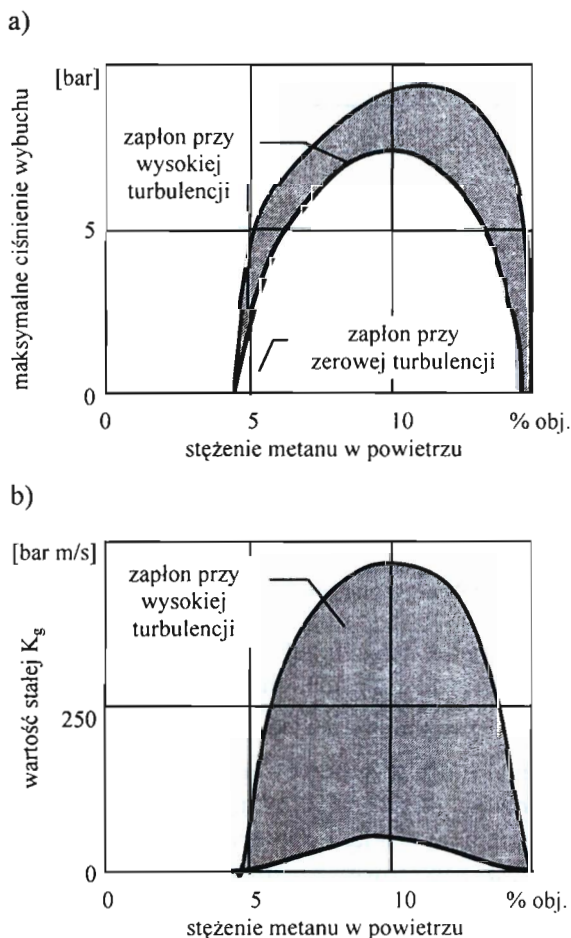
W analizowanym przypadku mieszanka wybuchowa zalegała warstwą około 22 m na poziomie 650 m, przy głębokości szybu 1100 m. Poniżej zalegał gaz o stężeniu mniejszym od dolnej granicy wybuchowości. Badania modelowe [4] wykonane na rurach o jednym końcu zamkniętym wykazują, że prędkość płomienia w kierunku zamkniętego końca rury jest pomijalna w porównaniu do prędkości w kierunku jej otwartego końca. Z tego powodu można przyjąć, że wystąpiła tylko jedna fala ciśnienia wybuchu oddziaływająca na konstrukcję nadszybia. Nie wyklucza się też wystąpienia fazy negatywowej, nieistotnej jednak dla konstrukcji nadszybia.

Ze względu na dużą objętość szybu i nadszybia, pomijalne opory wypływu gazu z szybu, otwarte drzwi śluzowe nadszybia do dalszej analizy przyjęto model swobodnego rozprężenia się gazu.

Określenie maksymalnego ciśnienia wybuchu $p_{\max}$ w nadszybiu jest procesem bardzo złożonym, gdyż należy uwzględnić szereg czynników:

- stężenie gazu,
- turbulizację procesu spalania,
- lokalizację i energię zapłonu,
- mechanizm spalania mieszanki w szybie numer 3.

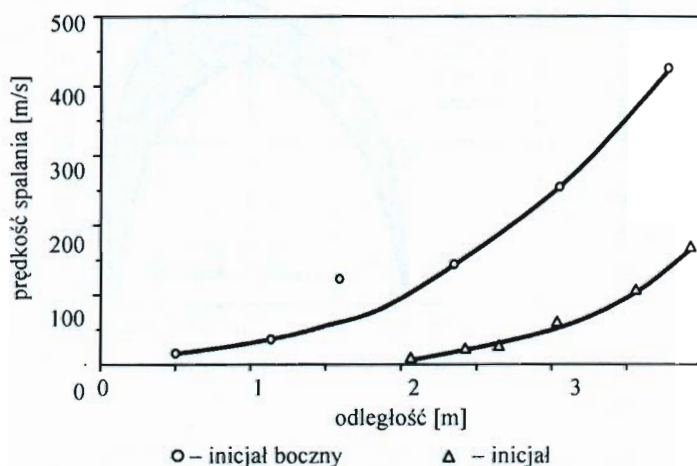
Jak zaznaczono powyżej, maksymalne ciśnienie wybuchu $p_{\max}$ jest mocno zdezeterminowane przez stężenie gazu. Na rysunku 4 pokazano eksperymentalną zależność pomiędzy stężeniem metanu a ciśnieniem maksymalnym. Materiał zaczerpnięto z pracy [1].



Rys. 4. Wpływ turbulencji na wartość: a) ciśnienia maksymalnego $p_{\max}$, b) stałej gazowej K_g dla metanu – energia zapłonu $E = 10 \text{ J}$

Maksymalne ciśnienie wybuchu $p_{\max}$ jest również zależne od turbulizacji procesu spalania gazu. Przykład na podstawie pracy Bartknechta [2] zilustrowano na rysunku 4a.

Równie istotna jest lokalizacja inicjału zapłonowego. Na rysunku 5 przedstawiono przykład zapłonu centralnego oraz zapłonu zlokalizowanego na brzegu. Widoczne jest znaczne zwiększenie prędkości spalania dla inicjału zlokalizowanego na brzegu w stosunku do zapłonu centralnego. Tłumaczy się to większą turbulencją spalanej mieszanki. Energia inicjału zapłonowego również decyduje o stopniu turbulizacji procesu. W zaistniałym przypadku wpływ ten może być pominięty ze względu na niewysoką energię zapłonową skry metalu.



Rys. 5. Wpływ lokalizacji inicjału na prędkość spalania

Drugim parametrem określającym siłę wybuchu jest gradient przyrostu ciśnienia dp/dt . Jest on bardzo silnie uzależniony od stopnia turbulizacji procesu spalania, co zilustrowano na rysunku 4b, i wyrażono w postaci stałej gazowej K_g . Jak widać, wartość tej stałej może zwiększyć się wielokrotnie w stosunku do spalania laminarnego (bez wpływu turbulencji). W tabeli 1 zamieszczono wartość stałej gazowej dla metanu w stanie niskiej turbulencji przy stężeniu stechiometrycznym. Dla porównania zamieszczono również wartości dla innych gazów.

Tabela 1.

Wartość stałej gazowej K_g dla niektórych gazów

Gaz	K_g [bar m/s]	K_g [kJ/(m × s)]
Metan	55	5 500
Propan	75	7 500
Wodór	550	55 000

Pomiędzy stałą gazową K_g a gradientem ciśnienia dp/dt istnieje zależność określana mianem prawa sześciennego

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

gdzie:

V – objętość strefy wybuchu.

Podstawowym warunkiem poprawności tego równania jest kształt pomieszczenia maksymalnie zbliżony do sfery, centralny zapłon i mieszanka o stężeniu stechiometrycznym. Wybuch w szybie nie spełnia tych warunków.

4. Podsumowanie

Na podstawie powyższych analiz przyjęto:

- spalanie mieszanki metanowo-powietrznej miało charakter deflagacyjny. Ze względu na turbulizację tego procesu, związaną z lokalizacją zapłonu, przyjęto średnią prędkość rozprężania się gazu $v_s = 330$ m/s,
- dla zastępczej mieszanki metanowo-powietrznej o stężeniu 9,8% zastępcza objętość robocza wynosi $V_z = 561$ m³. Przy rozprężeniu swobodnym daje to objętość spalanej mieszanki $V_s = 561 \cdot 8 = 4\,488$ m³. Przy objętości nadszybia $V_n \approx 5\,000$ m³ i założeniu całkowitej szczelności nadszybia, teoretycznie wzrost ciśnienia wyniósłby $\Delta p \approx 0,9$ atm = 0,911 bar = 91,1 kPa. Przy uwzględnieniu faktu uchylecia drzwi słuzowych oraz dodatkowo rozszczelnienia poprzez zniszczenie podwalin, maksymalny przyrost ciśnienia wyniósłby $\Delta p \approx 60,7$ kPa. Wartość stanowi górne ograniczenie ciśnienia wybuchu $p_{\max}$. Charakter zniszczeń wskazuje, że ciśnienie to jest ostatecznie determinowane ciśnieniem otwarcia wentyla w postaci zniszczenia ściany szczytowej. Określenie jego wartości, a tym samym i ciśnienia maksymalnego $p_{\max}$ zawarto w pracy [6],
- impuls pozytywny opisano funkcją $p(t) = p_{\max} \sin^2(\omega t - \pi/2)$. Czas trwania fazy pozytywowej wynosi zatem $t_d = 0,544$ s, (fazę negatywową pominięto), a gradient przyrostu ciśnienia $dp/dt = 223,2$ kPa/s.

Literatura

- [1] **Astbury N.F., West H.W.H., Hodgkinson H.R.:** *Experimental gas explosions: report of further tests at potters Marston*, The British Ceramic Research Association, special publication No. 74, 1972.
- [2] **Bartknecht W.:** *Explosions, Course, Prevention, Protection*, Springer Verlag, New York, 1981.
- [3] **Cholewicki A., Chyży T.:** *Badanie przyczyn i konsekwencji wybuchów gazu w budynkach*, PBZ 012-09, „Kompleksowa ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu”, ITB, Warszawa, 1999.
- [4] **Bjerketvedt D., Bakke J.R., Wingerden K.:** *Gas explosion handbook*, Raport of Christian Michelsen Research AS, Bergen, 1993.
- [5] **Chyży T.:** *Parametry wybuchu wewnętrznego gazu*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo” nr 21.
- [6] **Cholewicki A., Chyży T.:** *Analiza skutków wybuchu gazu w szkieletowej konstrukcji budynku nadszybia kopalni*, XX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 22-26.05.2001.

THE ANALYSIS OF THE UNDERGROUND EXPLOSION MECHANICS IN THE COAL-MINE

Summary: In this paper the underground explosion in the coal-mine has been described. The incident occurred, because workers do not keep work safety during liquidation of the pit shaft.

Key words: gas, methane, gas explosion, blast pressure, coal-mine

Artykuł opracowano w ramach realizacji pracy statutowej S/IIB/4/99.

Tadeusz Chyży

ZJAWISKO ODPRĘŻANIA CIŚNIENIA WEWNĘTRZNEGO WYBUCHU GAZU W BUDYNKACH – WENTYLE NATURALNE

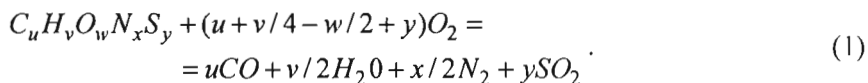
Streszczenie: W artykule zaprezentowano zagadnienia związane z odprężaniem ciśnienia wewnętrznego wybuchu gazu w budynkach mieszkalnych. Istotną rolę odgrywają tu powierzchnie odprężające, którymi w budynkach w naturalny sposób są otwory okienne i inne lekkie elementy konstrukcji.

Słowa kluczowe: gaz, wewnętrzny wybuch gazu, ciśnienie wybuchu, gradient ciśnienia, okno

1. Wstęp

Paliw gazowych coraz chętniej używają gospodarstwa domowe, co spowodowane jest głównie tym, że obecnie jest to jedno z tańszych mediów energetycznych. Stosowanie gazu jako paliwa niesie ze sobą jednak szereg niebezpieczeństw [1, 2] związanych z jego wybuchowością.

Sam proces spalania gazu polega na jego utlenianiu. Jest to reakcja egzotermiczna, w trakcie której następuje wydzielanie się ciepła. Przebieg reakcji w stężeniu stechiometrycznym opisano równaniem (1):



Reakcję stechiometryczną należy rozumieć jako przebiegającą przy idealnych proporcjach pomiędzy paliwem a utleniaczem w całym czasie jej trwania. W rzeczywistości trudno jest zachować idealne proporcje, reakcja przebiega zatem przez cały szereg stadiów pośrednich, tworząc też inne związki poza wodą H_2O i dwutlenkiem węgla CO_2 . W pracy [5] zamieszczono wyniki badań doświadczalnych, podczas których spalano mieszaninę metanowo-powietrzną, w komorze zamkniętej, przy początkowym ciśnieniu równym ciśnieniu atmosferycznemu.

Aby zaistniał wybuch gazu, muszą zaistnieć pewne warunki, w tym głównie musi nastąpić zamknięcie obszaru spalania. Inne niezbędne do wybuchu czynniki ujęto w pracy [3] w postaci tzw. trójkąta pożarowego i pięciokąta wybuchowości. Znajomość powyższych łańcuchów zależności jest bardzo ważna z punktu widzenia działań prewencyjnych i ratowniczych.

Równie ważna w działaniach prewencyjnych jest znajomość obszaru wybuchowości dla danego gazu, określonego przez górną i dolną granicę wybuchowości. Zależą one od wielu czynników, jednakże w praktyce budowlanej wystarczająca może być znajomość wartości podanych w tabeli 1, gdzie zestawiono granice wybuchowości dla niektórych gazów w stężeniu stechiometrycznym, przy normalnym ciśnieniu, temperaturze pokojowej i energii zapłonu w przybliżeniu $E \approx 10 \text{ J}$. Dane zaczerpnięto z pracy [4].

Tabela 1.

Dolna i górna granica wybuchowości gazów palnych i palnych par

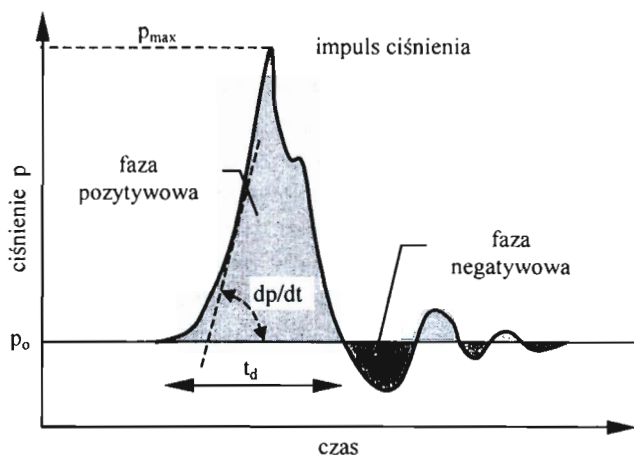
Substancja palna	Etan	Etylen	Tlenek węgla	Metan	Metanol	Pentan	Propan	Toluen	Wodór
Dolna granica wybuchowości [%]	3,5	2,7	12,5	4,6	6,4	1,4	2,4	1,2	4,0
Górna granica wybuchowości [%]	15,1	34	74	14,2	37	7,8	8,5	7,0	76

Powyższe dane odnoszą się do czystych gazów palnych. W przypadku mieszanin gazów można oszacować granice wybuchowości, korzystając z reguły Le Chatelier'a [1].

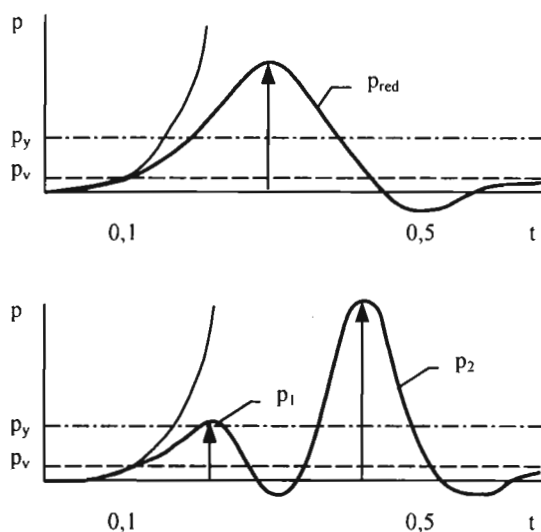
2. Wybuch gazu jako obciążenie elementów konstrukcji

Wybuch w pomieszczeniach kubaturowych o regularnych kształtach (maksymalnie zbliżonych do opisu sfery) ma przebieg deflagacyjny, tzn. spalanie następuje z prędkością nie większą niż prędkość dźwięku w mieszaninie gazowej przed zapłonem. Charakterystycznym elementem funkcji czasowej ciśnienia wybuchu $p(t)$ jest czas jej narastania od początku inicjału do wartości maksymalnej $p_{\max}$. Maksymalne nachylenie funkcji określone jest jako gradient przyrostu ciśnienia dp/dt . Różni to znacznie charakterystykę wybuchu gazu od wybuchu ładunków punktowych, gdzie praktycznie czas przyrostu obciążenia jest bardzo krótki.

a)



b)



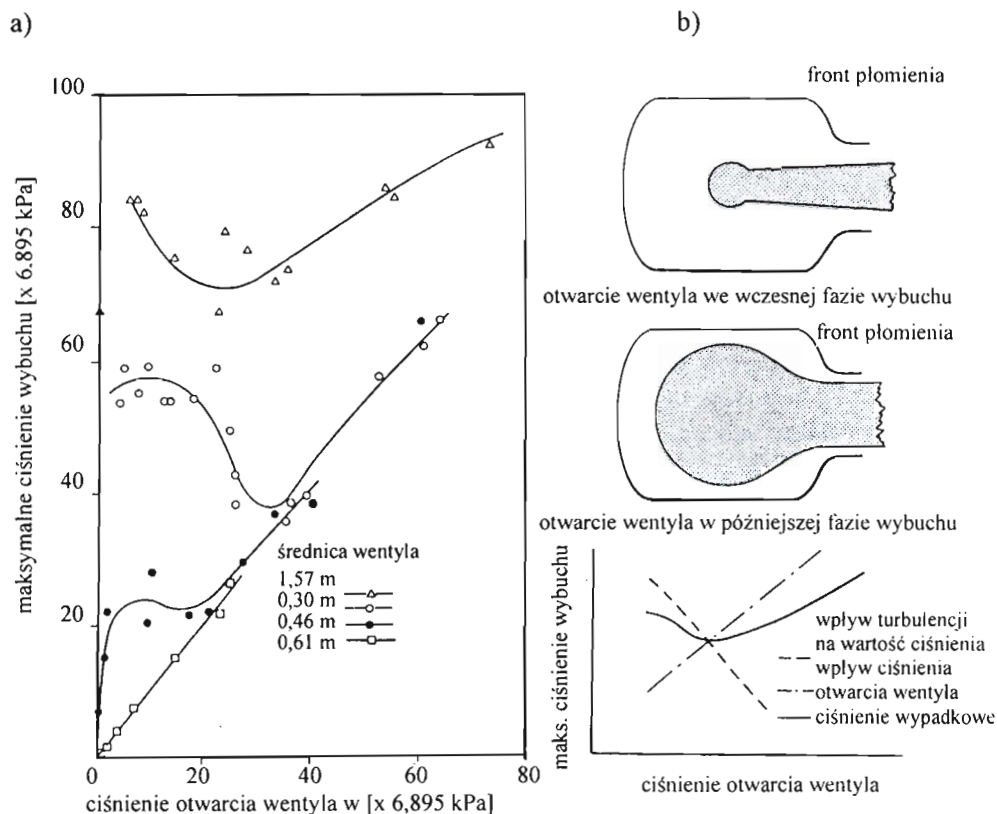
Rys. 1. Przykładowe postacie fali wybuchu wentylowanego: fazy wybuchu wentylowanego, b) faza z jednym i dwoma pikami ciśnienia

Drugim, równie istotnym parametrem wybuchu gazu, jest ciśnienie maksymalne $p_{\max}$. Większość gazów palnych i palnych par cieczy w stężeniu stechiometrycznym, zapalona w pomieszczeniu całkowicie zamkniętym, wytwarza produkty spalania, osiągając maksymalne ciśnienie $p_{\max}$ około $7\div 8$ barów. W komorach z otworami dekompresyjnymi, zwanymi dalej wentylami, ciśnienie maksymalne, jakie wystąpi w procesie wybuchu jest znacznie mniejsze. Dzieje się tak dlatego, że część niespalonego jeszcze medium gazowego zostaje wypychana na zewnątrz, ciśnieniem wytworzonym przez część gazu spaloną po przejściu frontu płomienia. Również mogą być wyrzucane na zewnątrz produkty spalania, co redukuje ciśnienie za frontem płomienia. W efekcie rzeczywiste maksymalne ciśnienie wybuchu wentylowanego jest znacznie mniejsze od ciśnienia wybuchu tej samej mieszaniny w pomieszczeniu zamkniętym i zależy od współczynnika wentylowania K . Pomimo prostej definicji wybuchu wentylowanego, w wyniku spalania turbulentnego, proces staje się bardziej złożony, co utrudnia budowę poprawnego modelu matematycznego. Istnieje zatem potrzeba wprowadzania metod empirycznych i pół-empirycznych.

Wpływ ciśnienia otwarcia wentyla p_v na wartość ciśnienia wybuchu p_{red} w zbiorniku ilustrują badania przeprowadzone przez Harris'a i Briscoe [9], pokazane na rysunku 2. Charakterystycznym zjawiskiem jest nieliniowa zależność pomiędzy maksymalnym ciśnieniem wybuchu gazu $p_{\max}$ a ciśnieniem otwarcia wentyla p_v . Przyczyny takiego zjawiska są obrazowo pokazane na rysunku 2b.

Analizując powyższy przykład, można zauważyć, że gdy powierzchnia wentyla jest duża, mały współczynnik K , i ciśnienie otwarcia wentyla p_v jest duże, to zredukowane ciśnienie wybuchu p_{red} jest limitowane przez ciśnienie p_v . Kiedy zaś współczynnik wentylacji K jest duży, a ciśnienie p_v jest niskie, to ciśnienie wybuchu znacznie przekracza ciśnienie otwarcia wentyla. Zjawisko to tłumaczy się dużym przyrostem powierzchni płomienia, kiedy wentyl otwiera się we wczesnej fazie wybuchu, co prowadzi do intensyfikacji płomienia i związanego z tym przyrostu ciśnienia. Kiedy obie wielkości K i p_v są duże, przyrost frontu płomienia jest nieznaczny, ponieważ płomień już wypełnia dużą część zbiornika.

Ciśnienie maksymalne wybuchu można określić na podstawie odpowiednich formuł matematycznych, określonych na drodze analitycznej lub empirycznej. Ze względu na złożoność zjawiska wybuchu wzory analityczne mają małe zastosowanie. Najczęściej korzysta się ze wzorów półempirycznych z uwzględnieniem efektu skali.



Rys. 2. Zależność ciśnienia wybuchu od ciśnienia otwarcia wentyla dla mieszanki 2,50 mola pentanu z powietrzem

Rasbash [10] ustalił, że przy pewnych warunkach, zredukowane ciśnienie maksymalne wybuchu wentylowanego p_{red} , można opisać poprzez trzy główne składniki: ciśnienie otwarcia wentyla p_v , bezwładność wentyla i opory wypływu gazu przez wentyl. Można zapisać to w postaci następującego wzoru:

$$p_{red} = A \cdot p_v + p_I + B \cdot K, \quad (2)$$

gdzie poprzez trzy składniki wzoru po prawej stronie równania reprezentowane są trzy wielkości determinujące przebieg wybuchu wentylowanego, podane wyżej.

Wielkości A i B są stałymi, przy czym na podstawie badań z mieszkanką propa-nowo-powietrzną, ustalił Rasbash wartość stałej $A = 1,5$ a stałej $B = 5,56$.

W efekcie powstała formuła empiryczna, zdaniem autorów, najpełniejsza:

$$p_{red} = 1.5 p_v + \frac{0.20 K w S_u}{0.45 V^{\frac{1}{3}}} + \frac{1.17 S_u}{0.45 V^{\frac{1}{3}}} + \frac{2.5 S_u K}{0.45}, \quad (3)$$

gdzie:

- p_v – ciśnienie otwarcia wentyla [kPa]. Jest to wartość statyczna ciśnienia, które powoduje otwarcie, w przypadku okien lub innych elementów konstrukcji budowlanej – ich zniszczenie,
- K – współczynnik wentylowania określony jako $L_1 L_2 / A_v$, przy czym A_v jest powierzchnią wentyla, a L_1 i L_2 są dwoma mniejszymi wymiarami pomieszczenia o kształcie prostopadłościanu,
- w – bezwładność otwarcia wentyla [kg/m^2],
- S_u – maksymalna prędkość spalania mieszaniny [m/s],
- V – objętość strefy wybuchu [m^3],
- 0,45 – współczynnik skalujący względem podstawowej prędkości spalania propanu w powietrzu.

Stosowność równania jest ograniczona

$$K = 1 \div 5, w < 24 \text{ kg/m}^2, p_v < 7 \text{ kN/m}^2, L/D < 3,$$

jednakże w warunkach budownictwa mieszkaniowego są to wartości wystarczające. Godna polecenia jest też formuła Dragosavica [11]. Wzory na dwie szczytowe wartości ciśnienia mają tu postać:

$$\begin{aligned} p_1 &= p_v + C, \\ p_2 &= A p_v + B / \Psi^2 + C, \\ \Psi &= A_v / V, A = 0.5, B = 0.04 \text{ kN/m}^4, C = 3.0 \text{ kN/m}^2. \end{aligned} \quad (4)$$

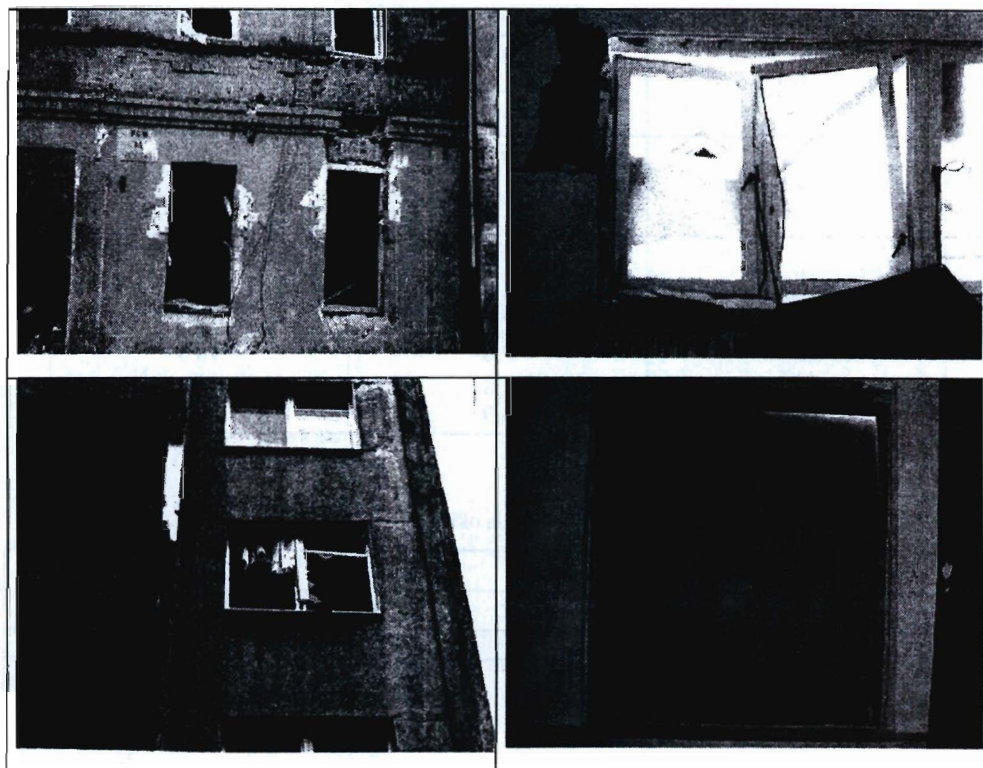
gdzie p_1 i p_2 – pierwszy i drugi pik ciśnienia.

Analizując powyższe wzory można zauważyć, że dobierając odpowiednio parametry powierzchni odprężających (wentyli) można wpływać na wartość ciśnienia maksymalnego. Jest to bardzo istotne, gdyż możliwe jest przeciwdziałanie niszczącym skutkom wybuchu, a przynajmniej ich ograniczanie.

3. Stolarka budowlana w fazie wybuchu – ciśnienie otwarcia wentyla p_v

Podczas wybuchu okna i inne lekkie elementy konstrukcji, mają zasadniczy wpływ na bezpieczeństwo obiektu, gdyż niszcząc się przy ciśnieniu znacznie mniejszym niż ciśnienie krytyczne dla elementów nośnych konstrukcji, pełnią funkcje wentyli, ograniczając maksymalne ciśnienie wybuchu $p_{\max}$.

Mechanizm niszczenia okien zależy od ich konstrukcji i stanu technicznego. Na fotografii pokazano przykład zniszczenia okna zużytego technicznie (po lewej) oraz okna nowego typu. Różni je ciśnienie otwarcia, które dla okna nowego typu jest znacznie większe. Obecny trend w budownictwie związany z oszczędnością energii cieplnej zmusza projektantów do stosowania okien o mniejszej powierzchni i większej liczbie szyb (okna trójszybowe), co zmniejsza ich właściwości odprężające wybuch.



Rys. 3. Przykładu uszkodzenia stolarki okiennej w strefie wybuchu

Poniżej zestawiono przykładowe wartości ciśnienia niszcącego okna. Z powodu braku odpowiednich krajowych unormowań prawnych wykorzystano niektóre badania zagraniczne. W pracy [8] przedstawiono ciśnienia krytyczne dla tafli szklanych w ramach okiennych lub mocowanych na sztywno (tab. 2).

W ramach prac doświadczalnych na modelu budynku murowanego w skali 1:1 [6] przeprowadzono badanie ciśnienia niszcącego szyby w oknach jedno- i dwuszybowych. Wyniki zamieszczono w tabeli 3 i w tabeli 4.

Autorzy wykonywali eksperymenty zarówno na nowych i starych szybach. Określenie „stara szyba” nazwano szyby osiemnastomiesięczne. Okazuje się, że szyby takie wykazują mniejszą odporność na ciśnienie wybuchu.

Tabela 2.

Ciśnienie niszczące dla szyb w ramach okiennych i sztywno mocowanych

Grubość tafli szklanych	Powierzchnia szyby	Statyczne ciśnienie niszczące szybę
[mm]	[m ²]	[kPa]
6,4	0,6	6,0
	1,8	3,0
	3,0	3,0
6,8	0,6	8,0
	1,8	4,0
	3,0	4,0
7,5	0,6	12,0
	1,8	7,0
	3,0	6,0
11,5	0,6	18,0
	1,8	11,0
	3,0	9,0

Tabela 3.

Wyniki eksperymentu dla okien jednoszybowych

Ciężar tafli szklanej	Powierzchnia szyby	Ciśnienie	Z – zniszczona N – niezniszczona
[kg]	[m ²]	[kPa]	
1	2	3	4
0,672 pojedyncza	1,02 × 1,02	3,105	N
		4,275	Z
		2,965	Z
		1,861	N
		3,241	Z

cd. tabeli 3.

1	2	3	4
0,896 pojedyncza	1,02 × 1,02	2,069	N
		2,965	Z
		4,137	N
		5,033	Z
		3,930	Z
	1,02 × 0,66	5,861	N
		6,412	Z
0,896 stara szyba pojedyncza	1,02 × 0,66	4,757	N
		5,171	Z
	1,02 × 0,51	4,620	Z

Tabela 4.

Okna z dwiema szybami o rozmiarze tafli szklanej 1,02 × 1,02 m ze szkła o ciężarze 0,896 kg

Odległość pomiędzy szybami	Ciśnienie	Z – zniszczona N – niezniszczona
[mm]	[kPa]	
7,94	6,000	N
	6,826	Z
	6,000	N
	6,000	Z
50,8	5,585	N
	8,205	Z
	4,964	N
	6,000	Z
	4,482	N
	5,861	Z

4. Podsumowanie

- Okno w budynku stanowi istotny element decydujący o jego bezpieczeństwie w przypadku wewnętrznego wybuchu gazu. Rola okna polega na rozładowywaniu ciśnienia wybuchu i redukcji jego wartości. Przez odpowiedni dobór powierzchni odprężających i elementów mocnych (elementów zaprojektowanych tak, by przetrwać określone ciśnienie wybuchu) można skutecznie zabezpieczyć budynek przed katastrofą lub znacznie ograniczyć jej skutki.
- Głównym parametrem okna jako wentyla jest ciśnienie otwarcia p_v skorelowane z jego powierzchnią A_v .

- W przypadku innych przegród można skorzystać z danych zaczerpniętych z pracy [7], gdzie określono zakres ciśnienia niszczącego dla typowych elementów niekonstrukcyjnych.
Równie istotnym parametrem jest bezwładność otwarcia wentyla w . Dla lekkich i kruchych przegród bezwładność można określić poprzez masę metra kwadratowego powierzchni (tab. 5).
- Funkcję wentyla mogą pełnić tylko lekkie konstrukcje, o małej bezwładności w . Gradient przyrostu ciśnienia dp/dt jest na tyle duży, że ciężkie przegrody, przykładowo mury z cegły, pomimo niskiego ciśnienia otwarcia, nie spełniają funkcji odprężających, gdyż rozrzuconie kawałków zniszczonej przegrody trwa stosunkowo długo. Badania doświadczalne, w tym także autorów [12], potwierdzają to zjawisko.
- Obecnie, ze względu na oszczędność energii cieplnej, stosuje się okna o mniejszej powierzchni. Również stosuje się rozwiązania zmniejszające przenikalność cieplną okna. Powoduje to zmniejszanie zdolności odprężających okien i pogorszenie ich właściwości jako wentyli. W połączeniu ze stosowaniem lekkich konstrukcji nośnych (przykładowo ściany z bloczków) bezpieczeństwo budynku, ze względu na wybuch, drastycznie się zmniejszyło. Dlatego, zdaniem autorów, konieczne jest wprowadzenie unormowań prawnych w zakresie projektowania budynków z gazowym medium energetycznym, i związane z tym prace badawcze i atestacyjne przegród mających pełnić funkcje powierzchni odprężających, ze szczególnym uwzględnieniem okien.

Tabela 5.

Element strukturalny	Typowe ciśnienia niszczące [kPa]
Szyby okienne	2,0 ÷ 7,0
Wewnętrzne drzwi mieszkaniowe	2,0 ÷ 3,0
Lekkie ścianki działowe	2,0 ÷ 5,0
50 mm ścianki z pełnych bloczków żuźlowych	4,0 ÷ 5,0
Ścianki ceglane	7,0 ÷ 15,0

Literatura

- [1] Chyży T.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynku – pojęcia podstawowe*. Zeszyty Naukowe PB, Nr 21/2001.
- [2] Chyży T.: *Parametry wybuchu wewnętrznego gazu*. Zeszyty Naukowe PB, Nr 21/2001.

- [3] **Lebecki K.:** *Zjawisko wybuchu gazu*. Główny Instytut Górnictwa w Katowicach, materiały wewnętrzne Instytutu.
- [4] **Bartknecht W.:** *Explosions, Course, Prevention, Protection*. Springer Verlag, New York, 1981.
- [5] **Nagy J., Verakis H.C.:** *Development and Control of Dust Explosion*. Marcel Dekker inc. 1983.
- [6] **Astbury N.F., West H.W.H., Hodgkinson H.R.:** *Experimental gas explosions: report of further tests at potters Marston*. The British Ceramic Research Association, special publication No. 74, 1972.
- [7] **Bjerketvedt D., Bakke J.R., Wingerden K.:** *Gas explosion handbook*, version 1.2, Bergen, 1993.
- [8] **Mays G.C., Smith P.D.:** *Blast effects on building. Design of buildings to optimize resistance to blast loading*. Thomas Telford Publications, London, 1995.
- [9] **Harris G.F.P., Briscoe P.G.:** *The venting of pentane-air explosions in a large vessel*. Combust Flame, 11, (4), 1967, p. 329.
- [10] **Rasbash D.J., Drysdale D.D., Kemp N.:** "Design of an Explosion Relief System for a building handling liquified fuel gases. Process Industry Hazards", IChemE. Symposium Series No 47, 145, 1976.
- [11] **Dragosavic M.:** *Structural measures against of natural gas in multi-storey residential buildings*, report No. BI-72-6/04.3.02.520, Institut TNO voor Bouwmaterialen an Bouwconstructies, 1972.
- [12] **Cholewicki A., Chyży T.:** *Kompleksowa ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu*, raport z PBZ 012-09.

INTERNAL GAS EXPLOSIONS IN BUILDINGS – NATURAL VENTING HOLES

Summary: In this paper the decompression occurrence of internal gas explosions in buildings have been presented. In the habitable buildings such the natural decompression elements are window opens, doors and light-weight non-constructural partitions.

Key words: gas, internal gas explosion, blast pressure, pressure gradient, window

Artykuł opracowano w ramach realizacji pracy statutowej S/IIB/4/99.

Krzysztof Robert Czech, Rościław Tribiło

KONCEPCJA KSZTAŁTOWANIA STANOWISK BADAWCZYCH DO OCENY TŁUMIENIA DRGAŃ WZDŁUŻNYCH BETONU

Streszczenie: W niniejszej pracy, po krótkim omówieniu bezpośrednich metod pomiaru tłumienia materiałowego drgań, autorzy zajmują się koncepcją budowy stanowiska badawczego do pomiaru zdolności tłumiących betonu w warunkach drgań podłużnych.

Słowa kluczowe: dynamika, tłumienie materiałowe, drgania podłużne

1. Wstęp

Tłumienie jest szerokim zagadnieniem obejmującym obok tłumienia materiałowego, zwanego także tłumieniem tarcie wewnętrznym materiału, tłumienie konstrukcyjne, zależne od kształtu elementów i połączeń między nimi, tłumienie lepkie w przypadku konstrukcji zanurzonych w ośrodku ciekłym, tłumienie aerodynamiczne oraz tłumienie drgań tarcie suchym w połączeniach między poszczególnymi elementami. Oczywiście jest, że pierwsze dwa rodzaje tłumienia mają dominujący wpływ na rozpraszanie energii drgań konstrukcji inżynierskich poddanych obciążeniom dynamicznym. O ile tłumienie konstrukcyjne drgań w dalszym ciągu jest przedmiotem wielu badań, o tyle tłumienie materiałowe, które doczekało się wielu teoretycznych liniowych i nieliniowych modeli tłumienia, jest zazwyczaj pomijane w badaniach, jako temat dość dobrze rozpoznany. W przypadku takich materiałów, jak stale węglowe, stale nierdzewne, metale trudno topliwe, aluminium i wielu innych, rzeczywiście znane są dokładne wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań w zależności od właściwości mechanicznych i stanu materiału, temperatury badań, rodzaju naprężeń i ich wartości, a także od częstotliwości drgań [8]. W przypadku tych materiałów istniejące modele teoretyczne w miarę dobrze opisują rozpraszanie energii drgań. Nie można tego powiedzieć o takim materiale, jak beton. Pomimo wielu przeprowadzonych dotychczas badań doświadczalnych, w dalszym ciągu są aktualne badania zmierzające do określenia

wpływu składu betonu, jego wieku, postaci drgań, jak i do określenia wartości naprężeń na tłumienie materiałowe drgań [3].

W niniejszej pracy autorzy, po krótkim przedstawieniu metod prowadzących do określenia tłumiących właściwości materiałów, analizują istniejące stanowiska badawcze, z uwzględnieniem możliwości ich wykorzystania w badaniu tłumienia betonów w warunkach drgań wzdlużnych.

2. Bezpośrednie metody określenia rozpraszania energii podczas drgań

Metody prowadzące do określenia tłumiących właściwości materiałów można podzielić na bezpośrednie i pośrednie. Do metod bezpośrednich, opisanych w niniejszej pracy, zaliczamy takie, które polegają na pomiarze ilości energii rozpraszanej w badanej próbce w trakcie drgań cyklicznych. Są to metody energetyczne, termiczne oraz metody statycznej oraz dynamicznej pętli histerezy.

2.1. Metoda energetyczna

Metoda energetyczna polega na określeniu względnego rozproszenia energii na podstawie pomiaru zużycia mocy elektrycznej lub mechanicznej urządzenia wzbudzającego na podtrzymanie drgań ustalonych badanej próbki. To rozproszenie energii określa się według wzoru

$$\psi = \frac{N_1 - N_2}{fW} = \frac{N_0}{fW}, \quad (1)$$

w którym:

- N_1 – moc całkowita urządzenia wzbudzającego drgania,
- N_2 – moc zużywana na pokonanie oporów urządzenia wzbudzającego drgania,
- N_0 – moc tracona na podtrzymanie drgań badanej próbki,
- f – częstotliwość drgań ustalonych próbki,
- W – energia potencjalna próbki odkształconej, odpowiadająca amplitudzie drgań ustalonych,
- ΔW – energia rozproszona w próbce w czasie jednego cyklu.

2.2. Metoda termiczna

Metoda termiczna opiera się na pomiarze wydzielonej energii cieplnej, związanej z nagrzewaniem się próbki podczas drgań. Względne rozproszenie energii w tym przypadku jest wyznaczane na podstawie ilości ciepła wydzielonego w próbce w trakcie drgań cyklicznych z określoną częstotliwością w przyjętym przedziale czasu. Wykorzystuje się zależność

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = \frac{Q}{tfW} = \frac{m\Delta T}{tfW}, \quad (2)$$

w której:

- Q – ilość ciepła wydzielonego w kalorymetrze przepływowym,
- m – masa wody przepływającej przez kalorymetr,
- ΔT – różnica temperatury na wejściu i wyjściu z kalorymetru,
- t – czas trwania drgań ustalonych,
- f – częstotliwość drgań.

Ze względu na kontakt badanego materiału z wodą, metodę termiczną powinno się wykorzystywać w przypadku badania rozproszenia energii w materiałach nieporowatych, w których nie zachodzi możliwość wypełnienia porów cieczą, co może wpłynąć na zmianę właściwości tłumiących badanej próbki.

2.3. Metoda statycznej pętli histerezy

Jest to jedna z najprostszych metod badawczych, wymagająca jednoczesnej rejestracji siły zewnętrznej P i przemieszczenia S lub naprężenia σ i odkształcenia ε próbki badanego materiału, przy statycznym obciążeniu i odciążeniu próbki. Zależność $P-S$ (lub $\sigma-\varepsilon$) stanowi pętlę histerezy, na której podstawie jest używane tłumienie w postaci względnego rozproszenia energii

$$\psi = \frac{\Delta W}{W}, \quad (3)$$

gdzie:

- ΔW – powierzchnia pętli histerezy,
- W – energia sprężysta odpowiadająca amplitudzie przemieszczenia S_0 lub odkształcenia ε_0 .

Wykorzystanie czułych urządzeń do pomiaru przemieszczeń lub odkształceń, a także wartości przyłożonego obciążenia zewnętrznego, umożliwia z wystarczającą dokładnością badanie zdolności tłumiących różnych materiałów, w tym także niemetalicznych, np. betonu. Metoda badania wyklucza jednak możliwość określenia wpływu częstotliwości drgań i oporów aerodynamicznych na zdolność rozpraszania energii w materiale.

2.4. Metoda dynamicznej pętli histerezy

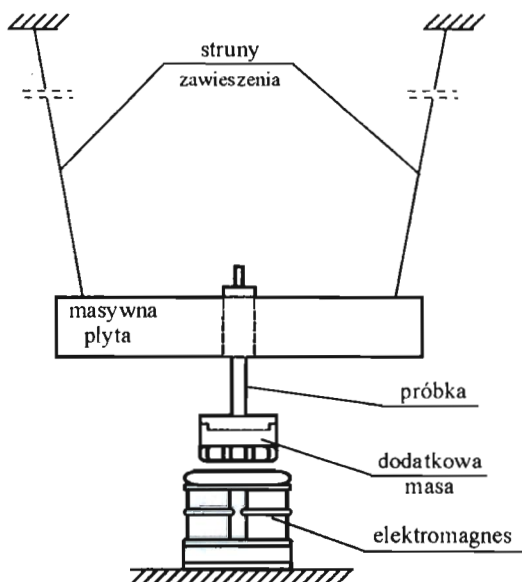
W metodzie tej, podobnie jak w przypadku metody statycznej pętli histerezy, jednoczesnej rejestracji podlegają: siła zewnętrzna i przemieszczenie (lub naprężenie i odkształcenie), ale w sposób dynamiczny, często przy naprężeniach zbliżonych lub większych od granicy wytrzymałości zmęczeniowej materiału. Pole utworzonej w ten sposób pętli histerezy charakteryzuje zdolność tłumiącą badanego materiału. Według pracy [8] dokładność tej metody nie dorównuje dokładnością metodzie statycznej pętli histerezy, ze względu na zazwyczaj niższą czułość aparatury do pomiaru odkształceń dynamicznych niż statycznych. W celu uzyskania dokładniejszych wyników, badania próbek należy prowadzić w rezonansie drgań [1].

3. Przegląd stanowisk badawczych do badania rozpraszania energii w warunkach drgań wzdluznych

W procesie badania tłumiących właściwości materiałów podczas drgań wzdluznych największą zaletą, niezbędną do uzyskania rzeczywistych charakterystyk rozpraszania energii, jest możliwość wprowadzenia cyklicznego jednorodnego stanu naprężenia w części roboczej badanej próbki. Schemat takiego stanowiska przedstawiono na rysunku 1 [7].

Podwieszenie masywnej płyty, w której jest mocowana badana próbka materiału na długich i cienkich strunach stalowych, powoduje ograniczenie strat związanych z przepływem energii do fundamentu, natomiast wykorzystanie elektromagnesu do wzbudzenia drgań umożliwia określenie logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań wieloma metodami, między innymi nieopisanymi w niniejszej pracy metodami krzywej rezonansowej i drgań zanikających.

Modyfikacja przedstawionego schematu, polegająca na wprowadzeniu dodatkowych dwóch elektromagnesów, wywołujących drgania skrętne dolnej głowicy próbki z wyfrezowanymi wgłębieniami, umożliwia uzyskanie drgań skrętnych, a nawet wzdluzno-skrętnych. Tak rozbudowany układ badawczy, oznaczony D-1, jest prezentowany w pracy [6].

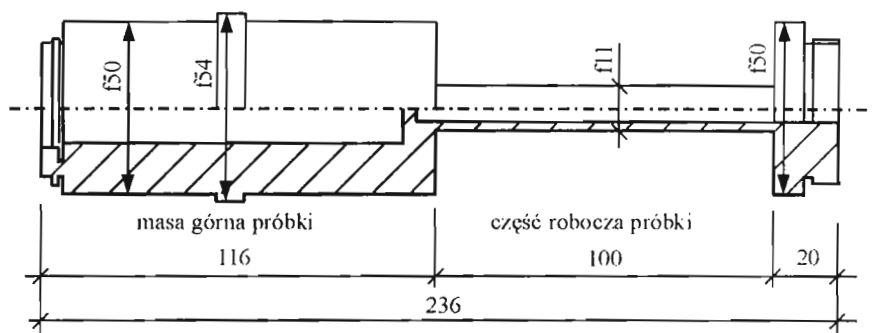


Rys. 1. Schemat stanowiska do badania rozproszenia energii podczas drgań wzdłużnych

Doskonalenie układu umożliwiło ograniczenie liczby elektromagnesów przy badaniu tłumienia drgań wzdłużno-skrętnych materiału do jednego, umieszczonego pod masą dodatkową badanej próbki. Na rdzeniu elektromagnesu i na dolnym czole masy dodatkowej wykonano promieniste występy. Wzajemne przesunięcie występow w płaszczyźnie poziomej między elektromagnesem a masą zapewnia, w miarę potrzeby, powstanie oprócz elektromagnetycznej siły podłużnej, także siły skręcającej. Tego rodzaju stanowisko badawcze oznaczono *D-4*.

Umieszczenie układu badawczego w komorze próżniowej, wyposażonej w urządzenia nagrzewająco-chłodzące, daje dodatkowe możliwości, takie jak wyeliminowanie wpływu powietrza na tłumienie drgań, czyli tłumienia aerodynamicznego, oraz umożliwienie badań w szerokim zakresie temperatury. Przy zastosowaniu opisanego w pracy [9] stanowiska badawczego typu *D-8* jest możliwe uzyskanie temperatury w przedziale od -196°C do $+2500^{\circ}\text{C}$.

Wymienione powyżej układy badawcze wymagają stosowania próbek o skomplikowanych kształtach, które ze względu na sposób mocowania, sposób rejestracji drgań i niezbyt dużą moc elektromagnesów muszą być przygotowane łącznie z górną i dolną masą w postaci cienkościennych próbek rurowych [10]. Przykładowy kształt próbki badawczej pokazano na rysunku 2.



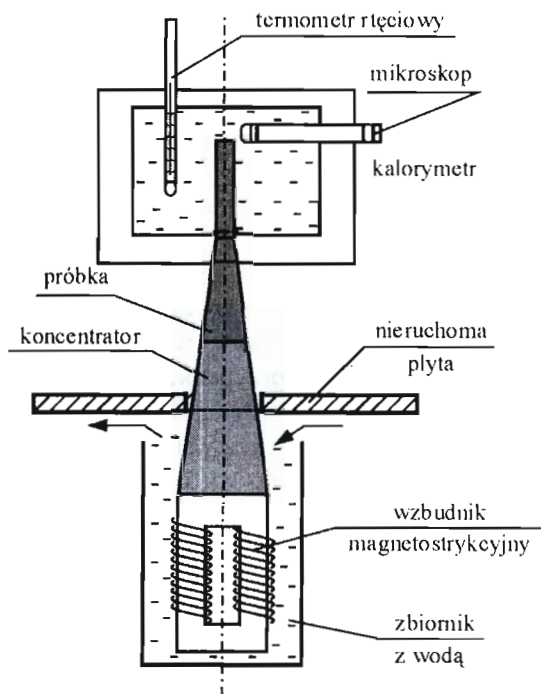
Rys. 2. Kształt próbki w jednym ze stanowisk do badania tłumienia w warunkach drgań wzdlużnych

Kształt próbki, której część górna i dolna ma o wiele większą sztywność niż część robocza, daje możliwość badania zdolności tłumiących materiału przy znacznym ograniczeniu konstrukcyjnych strat energii w miejscu osadzenia. Jednak tak skomplikowany kształt próbki, zwłaszcza gdy próbka musi mieć nagwintowane końcówki, jest niemożliwy do zrealizowania w przypadku badania takiego materiału, jak beton.

Zastosowanie elektromagnesów do wzbudzania drgań przy badaniu rozprzesczenia energii w betonach także wykazuje istotne wady. Beton będący materiałem niejednorodnym wymaga, w przeciwieństwie do materiałów jednorodnych, próbek o znacznie większej objętości, a ponadto charakteryzuje się o wiele mniejszą wytrzymałością na rozciąganie niż na ściskanie. Jeśli więc nawet zapewnimy odpowiednią moc elektromagnesów, to drgania cykliczne, powodujące między innymi rozciąganie próbki, mogą być przyczyną powstawania mikrorys, które zmieniają charakterystyki tłumienia betonu. Ponadto praca elektromagnesów w zewnętrznym polu elektromagnetycznym może powodować zakłócenia w pracy innych urządzeń elektronicznych, co implikuje konieczność stosowania ekranów ochronnych. Niedostatkiem opisanych stanowisk jest także brak możliwości wprowadzenia wstępnych naprężeń ściskających.

Uwzględniając typowy zakres częstotliwościowy pracy obiektów budowlanych i elementów konstrukcyjnych, należy stwierdzić, że mogące mieć istotne znaczenie drgania budowli, o częstotliwości kilku lub kilkunastu kHz, występują bardzo rzadko. Powyższy fakt potwierdzają ogólne wytyczne wykonywania pomiarów drgań według obowiązującej normy [11], dotyczącej oceny wpływu szkodliwości drgań na budowlę, wskazujące na zakres częstotliwości mierzonych parametrów od 0,5 do 100 Hz. Wyjątkiem są konstrukcje, na przykład reaktory elektrowni jądrowych, projektowane na uderzenia obiektów latających i eksplozje, w których tłumienie

materiałowe budowli przy wysokich częstotliwościach ma istotne znaczenie. W takich przypadkach określenie zdolności tłumiących materiałów konstrukcyjnych jest przeprowadzane podczas drgań wzdłużnych o wysokiej częstotliwości [4, 5]. Przykład takiego stanowiska pokazano na rysunku 3 [4].



Rys. 3. Schemat stanowiska do określania charakterystyk tłumienia materiału metodą kalorymetryczną

Rozproszenie energii w powyższym układzie badawczym jest określane metodą kalorymetryczną, przy drganiach wzdłużnych o częstotliwości 20 kHz, wzbudzanych wibratorem magnetostrykcyjnym, wykorzystującym zdolność zmian wymiarów liniowych pręta przy zmianach pola magnetycznego.

Największe naprężenia w próbce są obliczane na podstawie pomiaru mikroskopem amplitudy drgań swobodnego czoła próbki, natomiast ilość ciepła wydzielanego w czasie drgań próbki jest wyznaczana przy wykorzystaniu kalorymetru, wyposażonego w termometr rtęciowy.

Kolejny sposób badania rozproszenia energii podczas drgań wzdłużnych o wysokiej częstotliwości, podobnie jak poprzednio opisany, wykorzystuje wzbudnik magnetostrykcyjny, ale opiera się na metodzie krzywej rezonansowej. Rejestracja

rezonansowej zależności amplitudowo-częstotliwościowej jest prowadzona za pomocą czujnika pojemnościowego mierzącego amplitudę drgań, umieszczonego – niezależnie od układu wzbudzającego – bezpośrednio nad badaną próbką, i potencjometru elektronicznego określającego częstotliwość drgań, sprzężonego z urządzeniem piszącym. W trakcie badań są uzyskiwane kilkuminutowe zapisy amplitudowo-częstotliwościowe charakterystyk drgań próbek.

Wadą obu powyższych metod jest konieczność odpowiedniego kształtowania próbek, tak aby ich częstotliwość drgań własnych wzdłużnych była równa częstotliwości własnej wibratora. Wymagane połączenie gwintowane próbki z koncentratorem przekazującym moc z wibratora na próbkę oraz niewielkie wymiary poprzeczne, ograniczają stosowanie obu metod w przypadku badania zdolności tłumiących takiego materiału, jak beton.

Lepszym rozwiązaniem byłoby zastosowanie połączenia klejonego pomiędzy próbką a koncentratorem oraz zwiększenie wymiarów poprzecznych próbki. W dalszym ciągu pozostaje jednak problem mikrorys w betonie, powstających przy rozciąganiu podczas drgań podłużnych. W przypadku pierwszego stanowiska badawczego dochodzą jeszcze błędy samej metody kalorymetrycznej, związane z możliwością nagrzewania się wody w kalorymetrze wskutek tarcia między powierzchnią próbki a cieczą. Błędy są tym większe, im większe są amplitudy drgań i im bardziej nierówna jest powierzchnia próbki.

Inny sposób określania charakterystyk tłumiących materiału w warunkach drgań podłużnych polega na badaniu próbek przy wykorzystaniu dynamicznych maszyn wytrzymałościowych. Szczególnie dobrze nadają się do tego celu pulsatory wysokiej częstotliwości. Największą zaletą tego rodzaju badań jest możliwość stosowania próbek o praktycznie dowolnym przekroju poprzecznym i znacznych wymiarach, co umożliwia badanie tłumienia drgań tarciem wewnętrznym takich materiałów, jak beton, gdzie kształt próbki musi być prosty, możliwy do uzyskania za pomocą form stalowych, a przy tym odpowiednio dostosowany gabarytami do największego z wymiarów zastosowanego kruszywa. Dodatkową zaletą stosowania pulsatorów jest możliwość wprowadzenia wstępnego naprężenia ściskającego i prowadzenie badań nad tłumieniem drgań w warunkach obciążeń osiowo zmiennych pomiędzy dwiema wartościami naprężeń ściskających $\sigma_g - \sigma_d$, unikając w ten sposób naprężeń rozciągających, mogących powodować powstawanie rys poprzecznych w próbkach betonowych. Charakterystyki tłumiące betonu w tym przypadku mogą być wyznaczone metodami dynamicznej lub statycznej pętli histerezy (o ile pulsator może pracować w sposób statyczny) oraz metodą pośrednią, zwaną metodą drgań zanikających, polegającą na wyznaczeniu logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań z logarytmu o podstawie naturalnej z ilorazu dwóch

kolejno po sobie następujących amplitud, zarejestrowanych po wyłączeniu wzbudzenia.

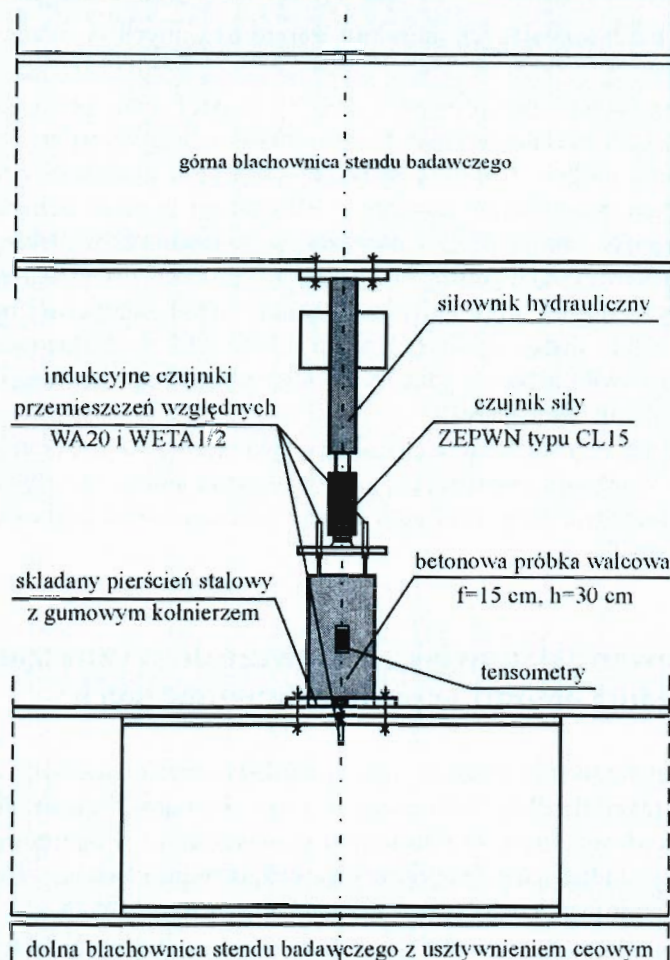
Tego typu badania przeprowadził między innymi autor pracy [3], wykorzystując do tego celu pulsator wysokiej częstotliwości firmy Amsler, umożliwiający także obciążanie próbek w sposób statyczny. Pewnym niedostatkim tych badań było jednoczesne prowadzenie pomiarów odkształceń (z tensometrów elektrooporowych naklejonych na próbkę) i naprężeń (z dynamometru elektrooporowego) przy wykorzystaniu oscylografu. Taki sposób rejestracji drgań ograniczał możliwość wykorzystania pulsatora jedynie do badań metodą statycznej pętli histerezy przy pełnym cyklu drgań wynoszącym od 43 do 113 s. Zastosowana aparatura badawcza umożliwiła jednak wyznaczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań metodą drgań zanikających.

Wyznaczone obu metodami charakterystyki tłumienia materiałowego wykazują pewne rozbieżności, wynikające – jak wskazuje autor – ze zbyt długiego cyklu badań w metodzie statycznej pętli histerezy, gdzie uwidacznia się wpływ zjawisk reologicznych.

4. Proponowane stanowisko badawcze do wyznaczania rozpraszania energii w próbkach betonowych

Po przeanalizowaniu zalet i wad specjalistycznych stanowisk badawczych wykorzystywanych do określania charakterystyk tłumiących materiałów konstrukcyjnych, stwierdzono, że poza pulsatorem wyposażonym w aparaturę rejestrującą wysokiej klasy, żadne z nich nie może być bezpośrednio zastosowane do badania tłumienia materiałowego betonu w warunkach drgań wzdłużnych.

Proponowany przez autorów niniejszej pracy schemat układu badawczego przedstawiono na rysunku 4. Prezentowane stanowisko badawcze umożliwia wyznaczenie tłumienia drgań tarciami wewnętrznymi w betonach poddanych obciążeniom wielokrotnie zmiennym metodą statycznej i dynamicznej pętli histerezy, jak i metodą drgań zanikających. Do badań posłużą typowe walcowe próbki betonowe średnicy 15 cm i wysokości 30 cm. Próbkę umocowaną w specjalnie przygotowanym do tego celu pierścieniu stalowym, przytwierdzonym do górnej powierzchni blachownicy pasa górnego belki dolnej konstrukcji stalowego stendu badawczego, będzie poddawana wymuszonemu osiowemu obciążeniu dynamicznemu za pomocą *hydraulicznego systemu do obciążeń konstrukcji* [2].



Rys. 4. Schemat proponowanego stanowiska badawczego do wyznaczania rozproszenia energii w próbkach betonowych w warunkach osiowego ściskania

System obciążeń HYSDOZOK przy wykorzystaniu hydraulicznych siłowników i elektronicznego sterowania, umożliwia uzyskanie w 8 kanałach obciążeń statycznych o największej sile pchającej 485 kN i ciągnącej 310 kN (przy wykorzystaniu największego z dostępnych siłowników hydraulicznych) oraz w dwóch kanałach obciążeń dynamicznych o programowalnej amplitudzie do 390,6 kN – kanał 1 lub do 162,5 kN – kanał 2 i częstotliwości drgań w zakresie od 0,5 do 10 Hz. Wartość amplitudy jest regulowana przez układ elektroniczny nie w sposób ciągły, ale skokowo w 64-stopniowej skali, natomiast częstotliwość drgań może

być programowana z dokładnością 0,1 Hz. Rzeczywista chwilowa siła w danym kroku jest sumą wartości siły statycznej (zaprogramowanej wcześniej) i nałożonej na nią siły drgającej o przebiegu sinusoidalnym, z zaprogramowaną amplitudą (której przebiegi amplitudowo-częstotliwościowe z 3 wcześniej zaprogramowanych kanałów mogą być wyświetlane w postaci wykresów na ciekłokrystalicznym wyświetlaczu 10,4'' panelu komputerowego sterowania). Dzięki temu jest możliwe wprowadzenie w próbkach betonowych wstępnych jednoosiowych naprężeń ściskających i drgań wymuszonych w pewnym zakresie amplitudy naprężeń $\sigma_g \div \sigma_d$, w celu wyeliminowania wpływu (mogących powstawać w czasie rozciągania) mikrorys, na mierzone tłumienie materiałowe.

Uwzględniając to, że system obciążeń umożliwia zaprogramowania do 200 kroków, o czasie trwania w granicach od 0 s do 999 min 59 s każdy, system obciążeń, poza możliwością uzyskiwania praktycznie dowolnych amplitud siły i częstotliwości drgań w podanych zakresach, umożliwia prowadzenie długotrwałych badań mających na celu określanie wpływu liczby cykli obciążeń na tłumienie drgań, wyznaczanie wytrzymałości zmęczeniowej czy też badanie reologicznych właściwości materiałów.

Zastosowanie systemu hydraulicznego do przekazywania obciążeń na konstrukcję, w przeciwieństwie do wzbudzenia elektromagnetycznego, nie wymaga stosowania ekranów ochronnych dla czułej elektronicznej aparatury pomiarowej i umożliwia bezpośrednie wykorzystanie tensometrii elektrooporowej oraz czujników indukcyjnych do rejestracji pomiarów.



Rys. 5. Analizator drgań SPIDER8 firmy Hottinger BMT

Ze względu na przewidywane bardzo małe wartości odkształceń próbek, do pomiarów mogą być wykorzystane wysokiej dokładności indukcyjne czujniki przemieszczeń liniowych, na przykład firmy Hottinger BMT typu WETA1/2 o bazie pomiarowej $\pm 1\text{mm}$ i nieliniowości około 0,1% lub WA20 o bazie pomiarowej $\pm 10\text{mm}$ i nieliniowości 0,12%. Korzystniejszym rozwiązaniem będzie jednak zastosowanie tensometrów elektrooporowych, o bazie pomiarowej co najmniej 5 cm, naklejonych wzdłuż osi podłużnej próbek betonowych, w środku ich wysokości. W celu zwiększenia pewności uzyskanych z pomiarów danych i w celu sprawdzenia osiowości przyłożonych obciążeń należy na każdą badaną próbkę nakleić przynajmniej po 3 tensometry. Czujniki przemieszczeń, zainstalowane na niezależnym od standu badawczego układzie wsporczym, mogą stanowić alternatywny system pomiarowy. Rejestrację siły (pośrednio także naprężeń podłużnych) umożliwiają zmontowane na **każdym** z siłowników hydraulicznych czujniki typu CL15 firmy ZEPWN. Akwizycja danych powinna być prowadzona przy wykorzystaniu analizatorów drgań dynamicznych, umożliwiających jednoczesną rejestrację danych z wszystkich tensometrów i czujnika siły w celu wyeliminowania mogących wystąpić przesunięć fazowych sygnałów pomiarowych. Idealny do tego celu jest przenośny analizator drgań typu SPIDER8 firmy Hottinger BMT, sterowany programem komputerowym Catman Express. Elektroniczny układ pomiarowy pokazany na rysunku 5, w połączeniu z przenośnym komputerem PII 233 MHz firmy Toshiba, umożliwia pracę z rozdzielczością 32 bitów, pozwalając na akwizycję danych z szybkością od 1 do 9600 próbek na sekundę, w temperaturze od -10 do $+50^\circ\text{C}$, przy nieliniowości nie większej niż 0,05%. Dodatkową zaletą systemu są wbudowane filtry dolnoprzepustowe, elektronicznie odseparowujące sygnały o częstotliwościach wyższych niż zaprogramowane. Program komputerowy Catman Express, sterujący analizatorem drgań, pozwala na rejestrację i wizualizację danych z poszczególnych kanałów pomiarowych nie tylko w postaci przebiegów czasowych mierzonych wartości, ale także jako funkcje jednej z mierzonych wartości względem drugiej. Umożliwia to bezpośredni zapis na dysku twardym komputera, w formacie binarnym lub tekstowym (ASCII), pojawiających się w próbce betonowej naprężeń σ w funkcji odkształceń ϵ , oddzielnie dla każdego z tensometrów. Jest to możliwe dzięki programowej możliwości zamiany mierzonej siły osiowej na naprężenia podłużne, przez automatyczne dzielenie uzyskanych wartości przez powierzchnię, na którą przekazywane jest obciążenie.

Z danych uzyskanych metodą dynamicznej lub statycznej pętli histerezy (w postaci zależności $\sigma - \epsilon$), po dalszej obróbce numerycznej przy wykorzystaniu programów komputerowych takich jak Excel lub Mathcad, uzyskuje się opisane wzorem (3) rzeczywiste tłumienie materiałowe wyrażone jako względne rozproszenie energii.

5. Podsumowanie

Jeśli wziąć pod uwagę szybkość i dużą precyzję pomiarów, wynikającą z zastosowania nowoczesnej elektronicznej aparatury pomiarowej wraz z unikatowym systemem do wywierania obciążeń, zaproponowane przez autorów pracy stanowisko badawcze wydaje się być bardzo dobrym narzędziem do prowadzenia pomiarów tłumienia materiałowego w betonie poddanym osiowym obciążeniom wielokrotnie zmiennym. Wpływ okablowania naklejonych na badaną próbkę tensometrów, podobnie jak i wpływ tłumienia aerodynamicznego, ze względu na niskie częstotliwości, przy których są prowadzone badania, na drgania próbki jest tu nieznaczny, możliwy do pominięcia. Zaletą badania próbek betonowych poddanych drganiom podłużnym jest także to, że uzyskane charakterystyki nie są obciążone wpływem takiego czynnika, jak wpływ podpór na drgania, co ma miejsce w przypadku elementów zginanych i w istotny sposób zakłóca uzyskanie rzeczywistych wartości tłumienia drgań tarciem wewnętrznym. Na zaprezentowanym stanowisku badawczym jest możliwe również, w ograniczonym zakresie, określanie tłumienia konstrukcyjnego betonu, np. przez zmianę kształtu i przekroju poprzecznego próbki.

Literatura

- [1] **Сорокин Е. С.:** *К вопросу неупругого сопротивления строительных материалов при колебаниях.* Научное сообщение ЦНИПС, в. 15. Гостройиздат, М., 1954.
- [2] *Instrukcja obsługi – Hydrauliczny system do zadawania obciążeń konstrukcji HYSDOZOK.* Zakład Hydrauliki Siłowej s.c., Wrocław, sierpień 2000.
- [3] **Kowalczyk R.:** *Odkształcenia wielokrotne i tłumienie materiałowe betonu,* ITB, seria II – Konstrukcje Inżynierskie i Budowlane nr 35, Warszawa, 1966.
- [4] **Кузьменко В. А.:** *Звуковые и ультразвуковые колебания при динамических испытаниях материалов.* Изд-во АН УССР К., 1963.
- [5] **Кузьменко В. А., Сулик И. С., Шевчук А. Д.:** *К вопросу определения рассеяния энергии в металлах при высокочастотных колебаниях с большой амплитудой.* – В кн.: *Рассеяние энергии при колебаниях механических систем.* „Наукова думка”, К., 1968.
- [6] **Новиков Н. В.:** *Влияние вида напряженного состояния на рассеяние энергии в материале при колебаниях.* – В кн.: *Труды научно-технического совещания по демпфированию колебаний.* Изд-во АН УССР, К., 1960.

- [7] Новиков Н. В., Тимошенко В. Г.: *Демпфирующие свойства материалов при однородном напряженном состоянии*. – В кн.: Вопросы рассеяния энергии при колебаниях упругих систем. Гостехиздат УССР, К., 1962.
- [8] Pisarenko G. S., Jakowlew A. P., Matwiejew W. W.: *Własności tłumienia drgań materiałów konstrukcyjnych*. WNT, Warszawa, 1976.
- [9] Писаренко Г. С., Визерская Г. Е.: *Установка для определения истинного рассеяния энергии в циклически деформируемом материале в широком диапазоне температур*. – В кн.: Рассеяние энергии при колебаниях механических систем. „Наукова думка”, К., 1968.
- [10] Тимошенко В. Г.: *Исследование рассеяния энергии однородном напряженном состоянии*. – В кн.: Труды научно-технического совещания по изучению рассеяния энергии при колебаниях упругих тел. Изд-во АН УССР, К., 1958.
- [11] PN-85/B-02170 *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże n budo*wle.

THE CONCEPTION OF FORMING TESTING SETUP FOR ESTIMATION OF VIBRATION DAMPING BY LONGITUDINAL VIBRATION IN CONCRETE

Summary: The work presents at the beginning review of the direct methods of measurements of the viscosity dumping. Authors introduce some postulation of experimental testing setup used in the longitudinal vibration measurements of structural dumping of concrete.

Key words: dynamics, structural damping, longitudinal vibration

Krzysztof Robert Czech, Rościsław Tribińło

TŁUMIENIE DRGAŃ POPRZECZNYCH W ELEMENTACH Z BETONU

Streszczenie: W publikacji, po omówieniu pośrednich metod pomiaru tłumienia drgań tarcieciem wewnętrznym, autorzy prezentują założenia projektowe budowy stanowiska badawczego do pomiaru tłumienia materiałowego drgań poprzecznych w elementach z betonu.

Słowa kluczowe: dynamika, tłumienie materiałowe, drgania poprzeczne

1. Wstęp

Praca jest kontynuacją cyklu artykułów związanych z badaniem tłumienia materiałowego drgań w elementach betonowych. Każda z publikacji przedstawia koncepcję budowy stanowisk do określania charakterystyk tłumiących betonu w zależności od rodzaju drgań wzbudzanych w badanych elementach. Artykuł [5], pierwszy z serii, przedstawia propozycję układu badawczego do pomiaru tłumienia materiałowego betonów w warunkach osiowego ściskania. W niniejszej pracy, po krótkim omówieniu wybranych metod określania tłumienia drgań tarcieciem wewnętrznym materiału i po przeprowadzeniu analizy istniejących stanowisk badawczych, przedstawiono proponowany przez autorów układ do badania tłumienia materiałowego w elementach wykonanych z betonu, poddanych drganiom poprzecznym.

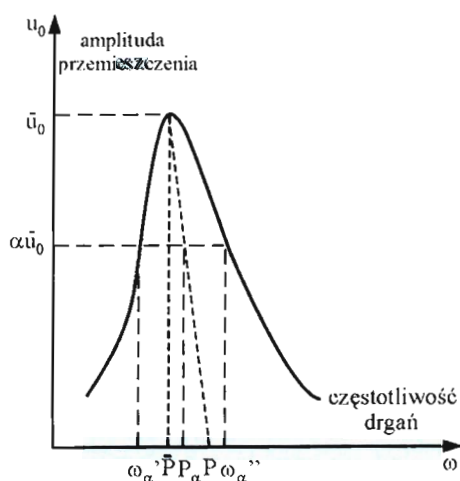
2. Wybrane metody określania charakterystyk rozpraszania energii podczas drgań

Poza metodami bezpośrednimi, opisanymi już w pierwszym artykule cyklu [5], które umożliwiają bezpośredni pomiar rozpraszanej energii w badanej próbce podczas drgań cyklicznych, istnieją także metody pośrednie, wynikające z poczy-

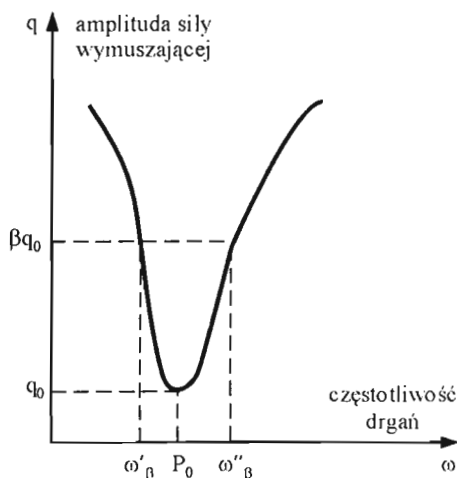
nionych założeń co do oporu niesprężystego próbek w trakcie odkształceń harmoniczných. Wyszczególnić tu można metody: drgań zanikających, krzywej rezonansowej, fazową, częstotliwości rezonansowej czy też narastających drgań rezonansowych.

2.1. Metoda krzywej rezonansowej

Idea określenia zdolności tłumiących materiału w tej metodzie polega na określeniu szerokości szczytu krzywej rezonansowej $\Delta\omega_\alpha$ uzyskanych doświadczalnie z zależności pomiędzy amplitudą przemieszczenia a częstotliwością drgań, przy stałej amplitudzie siły wymuszającej (rys. 1) lub szerokości wklęśłości krzywej rezonansowej $\Delta\omega_\beta$, z zależności pomiędzy amplitudą siły wymuszającej a częstotliwością drgań przy stałej amplitudzie (rys. 2).



Rys. 1. Zależność amplitudowo-częstotliwościowa przemieszczenia



Rys. 2. Zależność amplitudowo-częstotliwościowa siły wymuszającej

Zależności matematyczne, umożliwiające wyznaczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań na podstawie szerokości lub wklęśłości krzywej rezonansowej uzyskuje się zakładając rozproszenie energii proporcjonalne do prędkości, co odpowiada tarcia lepkiemu, lub do kwadratu amplitudy przemieszczenia. W przypadku układów nieliniowych, ze stratami typu histerezy, nie ma gotowych

rozwiązań, co ogranicza zakres stosowania tej metody zazwyczaj do układów praktycznie liniowych.

Rozpatrując harmoniczne drgania wymuszone układu o jednym stopniu swobody z masą m zawieszoną na nieważkim pręcie o sztywności k , oraz wykorzystując zależność

$$\delta = \frac{\psi}{2} = \frac{\Delta W}{2W}, \quad (1)$$

pomiędzy dekrementem drgań a współczynnikiem rozproszenia, prawdziwą gdy rozpraszanie energii nie zależy od częstotliwości, uzyskuje się zależność między logarytmicznym dekrementem tłumienia δ , odpowiadającym amplitudzie rezonansowej $\hat{u}_0$, a szerokością szczytu rezonansowego ΔW_α na poziomie α

$$\delta_0 = \pi k_\alpha \frac{\Delta \omega_\alpha}{p}, \quad (2)$$

w której:

$$\Delta \omega_\alpha = \omega_\alpha'' - \omega_\alpha',$$

$\Delta \omega_\alpha$ – szerokość szczytu rezonansowego, zgodnie z rysunkiem 1,

p – częstotliwość drgań własnych układu.

Współczynnik k_α , w zależności od przyjętej funkcji uwzględniającej rozproszenie energii w materiale $\varepsilon \Phi(u, du/dt)$, przyjmuje postać:

$$k_\alpha = \frac{\alpha}{\sqrt{1 - \alpha^{2n}}} \quad (3)$$

– w przypadku nieliniowej hipotezy N.N. Dawidenkowa [6] dla funkcji $\varepsilon \Phi$ opisanej równaniem

$$\varepsilon \Phi(u) = \pm \frac{v}{n} [(u_0 \pm u)^n - 2^{n-1} u_0^n], \quad (4)$$

gdzie:

v, n – stałe opisujące geometryczne parametry pętli histerezy,

n – parametr charakteryzujący stopień zależności logarytmicznego dekrementu tłumienia od amplitudy drgań, zgodnie z równaniem

$$\delta = C_0 u_0^{n-1}, \quad (5)$$

$$k_{\alpha} = \frac{\alpha}{\sqrt{1-\alpha^2}}, \quad (6)$$

– w przypadku tarcia lepkiego [8] o funkcji $\varepsilon\Phi$ nieuwzględniającej nieliniowości, opisanej wzorem

$$\varepsilon\Phi\left(u, \frac{du}{dt}\right) = \frac{h}{p^2} \cdot \frac{du}{dt} = \frac{h}{p^2} \cdot \dot{u}, \quad (7)$$

w którym:

h – współczynnik lepkości układu,

p – częstotliwość własna drgań układu,

$$p^2 = \frac{k}{m}, \quad (8)$$

k – sztywność pręta.

Problem związany z zapewnieniem stałej amplitudy siły wymuszającej drgania przy wykorzystaniu elektromagnesów, zwłaszcza przy podobnych odległościach między elektromagnesem a badaną próbką, i wielkością mierzonej amplitudy drgań próbki powoduje, że coraz częściej wykorzystuje się odmianę tej metody, opartej na określeniu szerokości wklęsłości rezonansowej, w której nie występuje wspomniany mankament.

W tym przypadku dla dowolnej zależności amplitudowej rozproszenia energii **użykuje się** następujące wzory na określenie dekrementu drgań:

$$\delta_0 = \pi k_{\beta} \frac{\Delta\omega_{\beta}}{p}, \quad (9)$$

$$k_{\beta} = \frac{1}{\sqrt{\beta^2 - 1}}, \quad (10)$$

gdzie:

$$\Delta\omega_{\beta} = \omega''_{\beta} - \omega'_{\beta}, \quad (11)$$

$\Delta\omega_{\beta}$ – szerokość wklęsłości rezonansowej, zgodnie z rysunkiem 2.

Metoda krzywej rezonansowej jest obarczona jednak pewnymi ograniczeniami, związanymi z badaniem materiałów niejednorodnych, których próbki muszą mieć dużo większe wymiary poprzeczne niż próbki wykonane z materiałów jednorodnych. W przypadku betonu o wymiarze próbki decyduje maksymalna średnica zastosowanego kruszywa, a w związku z tym badanie wymaga zastosowania

wania znacznie większych sił wzbudzających, trudnych do osiągnięcia za pomocą stosowanych obecnie elektromagnesów.

Problem zapewnienia wystarczającej mocy wzbudzającej, związany z koniecznością utrzymania stałej amplitudy drgań, może pojawić się również przy badaniu tłumienia materiału na podstawie zależności amplitudowo-częstotliwościowej siły wymuszającej w warunkach drgań nierezonansowych.

2.2. Metoda fazowa

Określenie właściwości tłumiących materiału przy wykorzystaniu metody fazowej opiera się na pomiarze kąta przesunięcia fazowego γ pomiędzy wzbudzaną siłą harmoniczną a wywołanym przemieszczeniem układu sprężystego.

Zależność na względne rozproszenie energii od tangensa kąta fazowego w ujęciu klasycznym, opisana równaniem

$$\psi = 2\pi \left(1 - \frac{\omega^2}{p^2} \right) \frac{p}{\omega} \operatorname{tg} \gamma, \quad (12)$$

w którym:

ψ – względne rozproszenie energii,

ω – częstotliwość siły wymuszającej,

p – częstotliwość własna układu,

γ – kąt przesunięcia fazowego między siłą a przemieszczeniem,

różni się od zależności (13), wyznaczonej przy założeniu eliptycznej postaci pętli histerezy [3, 4, 15] tym, że wzór (12) odpowiada wyłącznie rezonansowej częstotliwości drgań $\omega = p$ [17]

$$\psi = 2\pi \left(1 - \frac{\omega^2}{p^2} \right) \operatorname{tg} \gamma. \quad (13)$$

Analizując drgania układu nieliniowego typu histerezy, o jednym stopniu swobody, uzyskuje się wyrażenie na logarytmiczny dekrement tłumienia drgań w zależności od tangensa kąta fazowego [17], przy dowolnej charakterystyce sił dysypatywnych. Wyrażenie to ma postać

$$\delta = \frac{\psi}{2} = \frac{\pi}{p^2} (p_0^2 - \omega^2) \operatorname{tg} \gamma \quad (14)$$

gdzie:

p_0 – częstotliwość rezonansowa układu z uwzględnieniem wpływu rozpraszania energii zależnego od amplitudy,

$$p_0 = p \left[1 + \frac{A_1(u_0)}{2 \cdot u_0} \right], \quad (15)$$

które odpowiada wyrażeniu opisanemu wzorem (13) w przypadku pominięcia wpływu rozproszenia energii na częstotliwość drgań własnych.

Równanie (14), zgodnie z [11], można zapisać w formie przydatniejszej do praktycznego wykorzystania

$$\delta = \pi \left[1 - \frac{\omega^2}{p_\alpha^2} \right] \operatorname{tg} \gamma \quad (16)$$

gdzie:

p_α – częstotliwość rezonansowa odpowiadająca amplitudzie αu_0 , przy której jest dokonywany pomiar kąta przesunięcia fazowego γ_α .

Uwzględniając niewielki błąd pomiarowy produkowanych obecnie fazomierzy cyfrowych ($< 0,5^\circ$), uzyskuje się wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań badanego materiału z dokładnością wystarczającą do celów praktycznych.

2.3. Metoda drgań zanikających

Najczęściej wykorzystywana metoda oceny charakterystyk tłumiących materiału – metoda drgań zanikających – polega na wyznaczeniu logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań na podstawie pomierzonych amplitud zanikających drgań swobodnych próbki.

W przypadku „szybkiego” tłumienia, przy $\delta > 0,25 \pm 0,3$, dekrement tłumienia wyznacza się z zależności [10]

$$\delta = \frac{1}{N}, \quad (17)$$

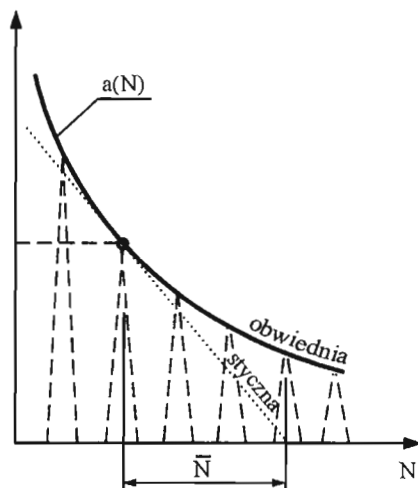
w której:

$\bar{N}$ – liczba cykli na odcinku pod styczną, do obwiedni w punkcie o amplitudzie α (zgodnie z rys. 3),

N – liczba cykli drgań,

$$N = \frac{t}{T}, \quad (18)$$

T – okres drgań.



Rys. 3. Wykres znikających drgań swobodnych w zależności od liczby cykli drgań

Przy powolnym zanikaniu drgań, z wystarczającą dokładnością można przyjąć zależność

$$\delta = \ln \frac{a_i}{a_{i+1}}, \quad (19)$$

w której:

a_i, a_{i+1} – kolejne amplitudy na początku i końcu i -tego cyklu drgań (w przesunięciu o okres drgań).

Praktycznie wyznacza się wartości średnie dekrementu w odniesieniu do poszczególnych odcinków rejestrogramu drgań, zawierających n -cykli, w zależności od szybkości zanikania amplitudy

$$\delta_n = \frac{1}{n} \ln \frac{a_i}{a_{i+1}}, \quad (20)$$

gdzie:

δ_n – wartość średnia logarytmicznego dekrementu drgań,
 n – liczba cykli w danym odcinku rejestrogramu.

Błąd względny tak obliczonego logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań wyraża się wzorem [17]

$$\Delta\delta = 10^2 \frac{kh_{i+n} - h_i}{a_{i+n}(1-k) \left(1 + k + \frac{h_i + h_{i+n}}{2a_{i+n}} \right)}, \quad (21)$$

w którym:

$\Delta\delta$ – błąd względny obliczenia dekrementu drgań [%],

k – iloraz amplitud na początku i końcu odcinka rejstrogramu,

$$k = \frac{a_i}{a_{i+1}}, \quad (22)$$

$\pm h_i$ – błąd bezwzględny pomiaru i -tego wychylenia drgań [mm].

W najmniej korzystnym przypadku przy $h_i = -h_{i+n}$ wartość błędu maksymalnego $\Delta\delta$ jest odwrotnie proporcjonalna do różnicy amplitud $\Delta a_i = a_i - a_{i+n}$. Dlatego wyznacza się wartość absolutną zmniejszania się amplitud w poszczególnych odcinkach rejstrogramu, w zależności od wymaganej dokładności obliczenia logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań

$$\Delta a_i = 10^2 \frac{h_i}{\Delta\delta}. \quad (23)$$

Określenie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań można uprościć, o ile dysponuje się aparaturą do uzyskania rezonansowego wzbudzania drgań. Próbkę materiału o znanej częstotliwości własnej $\bar{p}$ poddaje się drganiom o częstotliwości rezonansowej o amplitudzie a_i , rejestrując jednocześnie wartości amplitudy siły wymuszającej $\bar{q}_i$. Po osiągnięciu maksymalnej amplitudy rezonansowej $\bar{a}_0$ i wyłączeniu wzbudzenia rejestruje się drgania zanikające.

Po określeniu dekrementu tłumienia $\bar{\delta}_i$ pierwszej próbki, w warunkach drgań rezonansowych, przy amplitudzie równej amplitudzie rezonansowej pierwszej próbki $a_i = \bar{a}_i$, bada się kolejne próbki, rejestrując odpowiednie wartości siły wymuszającej q_i

$$\delta_i = \frac{\bar{p}^2}{p^2} \frac{q_i}{\bar{q}_i} \bar{\delta}_i, \quad (24)$$

gdzie:

$\bar{\delta}_i, \bar{p}, \bar{q}_i, \bar{a}_i$ – parametry pierwszej próbki, odpowiednio: dekrement tłumienia, częstotliwość własna, amplituda siły wymuszającej i amplituda rezonansowa,

δ_i, p, q_i, a_i – parametry kolejnej próbki, odpowiednio: dekrement tłumienia, częstotliwość własna, amplituda siły wymuszającej i amplituda rezonansowa.

Korzystając z wyrażenia (24), uwzględniającego założenie, że współczynnik proporcji między siłą wymuszającą a parametrami wzbudzenia nie zależy od wartości bezwzględnej tych parametrów, jest wyznaczany dekrement tłumienia kolejnych próbek na podstawie pomiaru natężenia prądu w elektromagnesie czy też ciśnienia oleju we wzbudniku hydraulicznym, odpowiadającego amplitudzie siły wymuszającej drgania.

Dodatkowe założenia, jak na przykład uniezależnienie współczynnika proporcji od amplitudy drgań próbki, prowadzą do dalszych uproszczeń [17].

2.4. Metoda narastających drgań rezonansowych

Pewną odmianą metody drgań zanikających jest metoda narastających drgań rezonansowych, w której, jak wskazuje nazwa, jest prowadzona rejestracja narastających drgań rezonansowych przy stałej wartości amplitudy siły wzbudzającej, a następnie rejestracja drgań swobodnie zanikających.

W przeciwieństwie do metody drgań zanikających, nie zachodzi tutaj konieczność początkowego nadawania próbce maksymalnych amplitud, mogących wpłynąć na zmianę zdolności tłumiących materiału w zakresie amplitud mniejszych od początkowej.

Wzór (25) przedstawia zależność logarytmicznego dekrementu tłumienia od inkrementu drgań, w przypadku amplitud kilkakrotnie większych od amplitud uzyskanych przy tym samym obciążeniu, ale w sposób statyczny [17]

$$\delta_i = \delta_0 \frac{a_0}{a_{is}} - \nu_i, \quad (25)$$

gdzie:

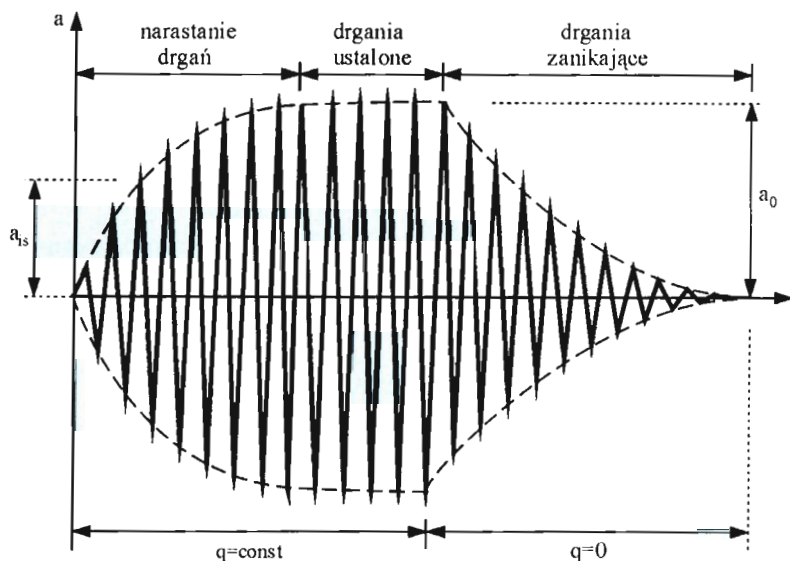
ν_i – inkrement drgań (przyrost amplitudy drgań) określony z wykresu narastania drgań rezonansowych,

$$\nu_i = \frac{\Delta a_i}{a_{is}}, \quad (26)$$

$$\Delta a_i = a_{i+1} - a_i, \quad (27)$$

$$a_{is} = \frac{a_{i+1} + a_i}{2}, \quad (28)$$

δ_0 – ekstrapolowana wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań odpowiadająca amplitudzie maksymalnej a_0 , zgodnie z rysunkiem 4.



Rys. 4. Wykres rejestracji drgań narastających, ustalonych i swobodnie zanikających

Badanie zdolności rozpraszania energii w materiale tą metodą jest jednak bardziej skomplikowane niż metodą drgań zanikających.

Poza metodami opisanymi w niniejszej pracy, występują i inne sposoby określania zdolności tłumiących materiałów, między innymi metoda częstotliwości rezonansowych, wynikająca z zależności częstotliwości rezonansowych od nieodwracalnych strat energii w materiale [17].

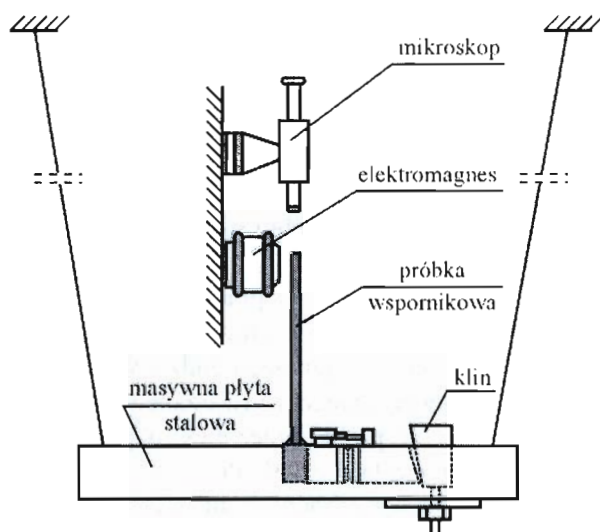
3. Przegląd istniejących stanowisk badawczych do badania tłumienia materiałowego w warunkach drgań poprzecznych

Do najprostszych sposobów określania zdolności tłumiących materiału poddanego drganiom poprzecznym należy badanie próbek wspornikowych z jednym

końcem o znacznie większej sztywności, zamocowanych w zaciskach aparatury badawczej. W zależności od zastosowanego stanowiska badawczego, drgania poprzeczne próbki są wywoływane przez obciążenie i szybkie odciążenie swobodnego końca próbki, jeżeli rejestracji mają podlegać drgania zanikające, lub przy wykorzystaniu elektromagnesów – w przypadku wzbudzania drgań rezonansowych i późniejszej rejestracji drgań zanikających [19]. Możliwe jest także określanie charakterystyk tłumiących materiałów podczas poprzecznych drgań rezonansowych, wymuszonych wzbudnikiem elektrodynamicznym dużej mocy.

Zaletą stanowisk wykorzystujących jednokrotny impuls siły do wymuszenia drgań swobodnie zanikających jest możliwość wyznaczania dekrementu tłumienia drgań w warunkach normalnej i obniżonej temperatury. Oba układy badawcze, ze względu na sposób mocowania próbek, umożliwiają niekorzystny odpływ energii drgań do fundamentu, obniżając tym samym dokładność wyznaczonych charakterystyk tłumienia. Możliwe jest jednakże częściowe zmniejszenie strat energii, gdy właściwe badania doświadczalne zostaną poprzedzone badaniami zmierzającymi do określenia charakterystyki dynamicznej fundamentu. Na jej podstawie wyznaczane są przedziały częstotliwości, przy których należy prowadzić badania doświadczalne i przy których nie występują drgania własne fundamentu.

Ograniczenia strat rozpraszanej energii można także dokonać przez podwieszenie układu badawczego na cienkich strunach stalowych. Takie rozwiązanie jest prezentowane w pracy [22]. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Schemat stanowiska do pomiaru zanikających drgań swobodnych belki wspornikowej

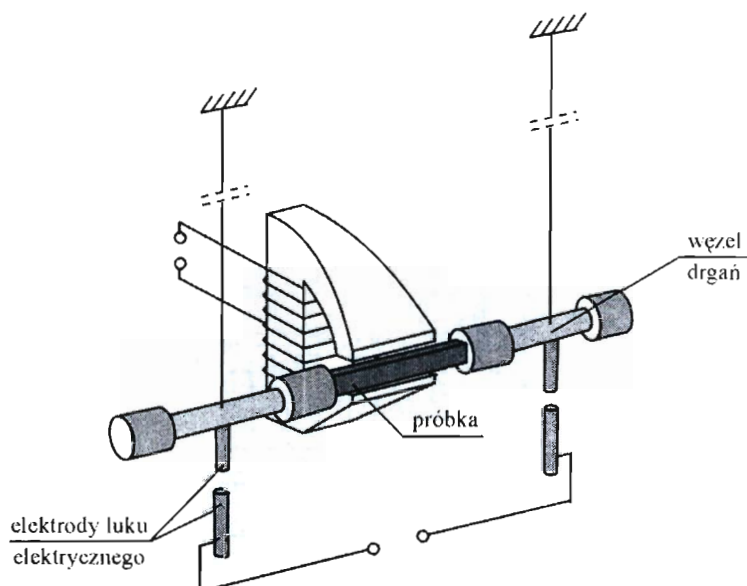
Przedstawiony układ pomiarowy umożliwia rejestrację drgań rezonansowych, jak też drgań swobodnie zanikających po wyłączeniu zasilania wzbudzającego elektromagnesu lub układu elektromagnesów, montowanych na konstrukcji niezależnie od układu drgającego. Ponadto umożliwia badanie materiałów niemających właściwości magnetycznych takich jak beton, przez naklejenie lub założenie na próbkę opasek z materiału o właściwościach ferromagnetycznych.

Zaletą elektromagnetycznego wzbudzenia drgań rezonansowych jest także możliwość uzyskania obok wymaganej amplitudy, żądanej 1, 2, 3 lub 4 postaci drgań, w zależności od ustawienia elektromagnesów względem badanej próbki.

Spośród analizowanych stanowisk badawczych do określania dyssypacji energii w materiale próbek wspornikowych, ostatnie stanowisko ma najwięcej zalet. Jednak, w przypadku próbek betonowych, które w związku z niejednorodnością materiału i średnicą ziaren zastosowanego kruszywa muszą mieć większe wymiary poprzeczne, a więc i odpowiednio większe masy, niż wykorzystywane próbki standardowe (zazwyczaj metalopodobne, w kształcie długiego płaskownika zakończono go głowicą o większej sztywności niż w części roboczej próbki), badanie rozpraszania energii na podwieszonym stanowisku, według rysunku 5, wymagałoby zastosowania proporcjonalnie znacznie większej masy płyty stalowej, która i tak w przypadku badania lekkich próbek waży ponad 150 kg. Wadą sposobów badania rozproszenia energii w próbkach wspornikowych jest także niejednorodność stanu naprężenia materiału w próbce, uniemożliwiająca w sposób bezpośredni określenie rzeczywistych parametrów tłumienia.

Nierównomierny rozkład naprężeń wzdłuż próbki prawie nie występuje w przypadku badania charakterystyk tłumienia w warunkach czystego zginania. Większość tego rodzaju stanowisk badawczych wykorzystuje metodę drgań swobodnie zanikających i podobny układ wzbudzania. Próbka pryzmatyczna z pogrubionymi końcami jest mocowana z obu stron w masach bezwładnościowych, podwieszonych w węzłach drgań za pomocą strun stalowych, co ogranicza straty drgań energii do fundamentu. Drgania giętne próbki są wywoływane za pomocą jednego lub kilku elektromagnesów.

W stanowisku badawczym opisanym w pracy [20], pokazanym na rysunku 6, jest to jeden elektromagnes, w którego szczelinie jest umieszczona część robocza próbki. Drgania próbki wynikają z wzajemnego oddziaływania prądu przepływającego przez próbkę i pola magnetycznego wytwarzanego w szczelinie elektromagnesu. Prąd jest doprowadzany do próbki przez elektrody węglowe przymocowane do mas bezwładnościowych w węzłach drgań. Po przerwaniu dopływu prądu próbka wykonuje rejestrowane drgania swobodnie zanikające.

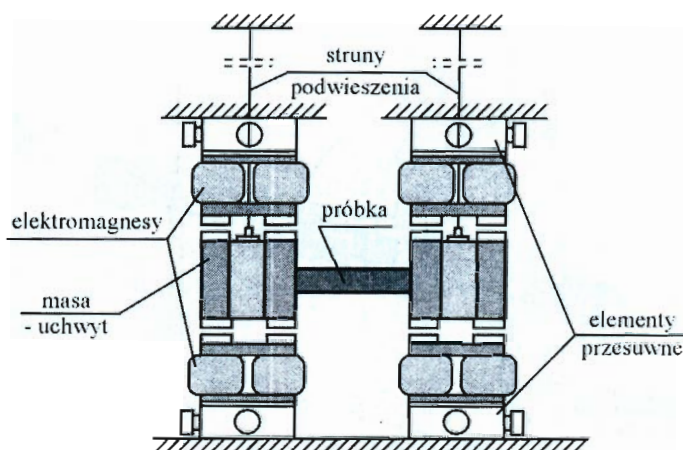


Rys. 6. Schemat układu drgającego stanowiska badawczego do określania rozproszenia energii w materiale, w warunkach czystego zginania

W stanowisku *D-3* [17] układ wzbudzający składa się z dwóch elektromagnesów, których praca, dzięki promieniowym występom na rdzeniach, powoduje, że masy bezwładnościowe z dołączonymi tarczami gwiazdkowymi bądź przesuniętymi w stosunku do występów rdzeni elektromagnesów są obracane względem węzłów drgań w płaszczyźnie poziomej, a tym samym są wywoływane drgania giętne próbki. Możliwe jest to dzięki specyficznemu ukształtowaniu rdzeni elektromagnesów, w których, oprócz promieniowych występów, w części środkowej pozostawiono otwory, przez które przechodzą struny podwieszenia mas bezwładnościowych.

Zamiast tarcz gwiazdkowych dołączanych do mas, w stanowisku *D-5*, pokazanym na rysunku 7 [17], zastosowano bezpośrednio masy z występami w kształcie równoległościaków (w liczbie 4) na ich górnej i dolnej powierzchni, rozmieszczone promieniowo względem pionowej osi obrotu. Drgania giętne próbki w tym stanowisku są wywoływane pracą czterech elektromagnesów, montowanych nad i pod masami, na specjalnych elementach przesuwnych, umożliwiających korektę położenia elektromagnesów w płaszczyźnie drgań. Wzajemne przesunięcie występów rdzeni i mas o żądany kąt w płaszczyźnie poziomej powoduje powstanie sił elektromagnetycznych, usiłujących obrócić masy względem węzła drgań, tym samym wywołując skupione momenty powodujące zginanie na końcach próbki.

Rozwiązanie to sprawia, że występujące w trakcie drgań siły poprzeczne mają wartości szczytkowe oraz pozwala uniknąć „rozkołysania” układu zawieszonego na cienkich strunach.



Rys. 7. Schemat stanowiska badawczego D-5

Do stanowiska badawczego D-5 podobne jest, budową układu drgającego, stanowisko D-7. Różnica polega na tym, że w stanowisku D-7, moment na końcach próbki wywołują tylko dwa elektromagnesy, zmontowane na elementach przesuwnych pod obciążnikami bezwładnościowymi.

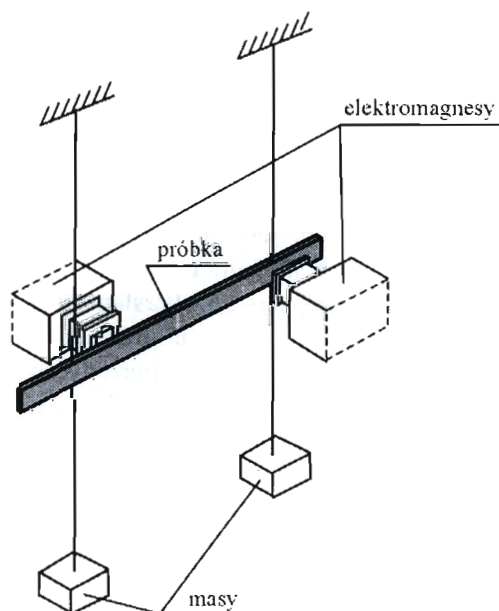
Układ wzbudzenia może być także sztywno połączony z masami bezwładnościowymi [17]. W takim przypadku małowymiarowe elektromagnesy są połączone za pomocą wsporników z masą na jednym końcu próbki, oddziałującą na masę bezwładnościową na drugim końcu próbki, z identycznymi wysięgnikami, na których zmontowano płyty ferromagnetyczne.

Niektóre z opisanych stanowisk badawczych, poza zapewnieniem jednorodnego stanu naprężenia podczas drgań poprzecznych, umożliwiają, dzięki zastosowaniu komory próżniowej, badanie charakterystyk tłumienia materiałów w powietrzu lub innym ośrodku gazowym, w warunkach niskich (stanowisko D-3) lub wysokich temperatur (stanowisko D-7), a także pozwalają na pominięcie wpływu tłumienia aerodynamicznego przy niskich częstotliwościach drgań.

Mimo wielu zalet, stanowiska badawcze do określania zdolności materiału do rozpraszania energii w warunkach czystego zginania, ze względu na kształt i wymiary stosowanych próbek (próbki pryzmatyczne z głowicami o wymiarach części roboczej od $2 \times 12 \times 120$ do $2,5 \times 15 \times 270$ mm), a także ze względu na niewielkie siły

elektromagnetyczne generowane w wzbudnikach drgań, nie mogą być wykorzystane do badania tłumienia materiałowego próbek z betonu.

Pod tym względem dogodniejsze są sposoby badawcze wykorzystujące próbki swobodnie zawieszone, mimo że, tak jak i w próbkach wspornikowych, w badanym materiale powstaje nierównomierny rozkład naprężeń. Jednym z takich stanowisk badawczych jest układ w postaci próbki pryzmatycznej o wymiarach $4 \times 24 \times 1080$ mm, podwieszony w węzłach drgań na cienkich i długich strunach stalowych. Stabilność przestrzenną próbki w czasie drgań zapewniają masy dociążające 2×10 kg. Schemat układu badawczego przedstawiono na rysunku 8 [22].



Rys. 8. Schemat stanowiska do badania własności tłumiących materiału próbek swobodnie zawieszonych

Drgania poprzeczne próbki w płaszczyźnie poziomej, względem minimalnego momentu bezwładności przekroju poprzecznego, są wywoływane za pomocą jednego lub kilku elektromagnesów, w zależności od rozpatrywanej postaci drgań. Rejestracji podlegają drgania swobodnie zanikające próbki, po wymuszeniu drgań rezonansowych i wyłączeniu wzbudzenia.

Podobnie jest zbudowany układ drgający stanowiska opisanego w pracy [23]. Jednak sposób wzbudzenia drgań, polegający na przepuszczeniu przez próbkę prą-

du elektrycznego w zmiennym polu magnetycznym elektromagnesu, wyklucza wykorzystanie betonu jako materiału badawczego.

Interesującym rozwiązaniem jest stanowisko badawcze opisane w pracy [1], umożliwiające określanie tłumienia drgań tarcieciem wewnętrznym beleczek o dowolnym kształcie przekroju poprzecznego. Możliwe jest to przy wykorzystaniu specjalnie skonstruowanych zacisków z regulowaną wysokością mocowania strun zawiesia, w zależności od położenia osi obojętnej badanej beleczki. Podobnie jak w poprzednich stanowiskach, drgania wzbudzone są przy wykorzystaniu elektromagnesów.

W omówionych układach badawczych, opartych na określaniu tłumienia materiałowego próbek swobodnie zawieszonych, poza ograniczeniem strat energii do fundamentu przez dobrą izolację układu drgającego, występują wyłącznie straty wywołane skręcaniem strun i oporem aerodynamicznym, które ze względu na nieznaczny kąt skrętu i niską częstotliwość drgań badanej belki można pominąć.

W przypadku ostatniego stanowiska badawczego, przy odpowiedniej zmianie sposobu wymuszenia drgań badanej belki, zwiększeniu jej wymiarów i ewentualnie zastosowaniu mas dociążających, jest możliwe badanie rozpraszania energii w warunkach drgań poprzecznych, w niejednorodnym materiale, jakim jest beton.

Podobny budową układ wykorzystał do określania tłumienia materiałowego w zginanych belkach osiowo sprężonych autor pracy [13]. Drgania poprzeczne w tym przypadku są wywoływane działaniem periodycznej siły wymuszającej o regulowanej częstotliwości, a rejestracji podlegają krzywe rezonansowe, na których podstawie są wyznaczane wartości charakterystyczne tłumienia. Podwieszenie belek w węzłach drgań stosowano także w pracy [16], przy rezonansowej metodzie drgań.

Inne rozwiązanie sposobu badania zdolności materiału do rozpraszania energii w warunkach drgań poprzecznych opisuje autor publikacji [9], który przeprowadził badania doświadczalne nad tłumieniem materiałowym w betonowych belkach sprężonych, podpartych w węzłach drgań na miękkich ściśniętych podkładkach, metodami drgań rezonansowych i drgań swobodnie zanikających, co jest kolejną próbą ograniczenia wpływu podparcia na przebieg tłumienia w materiale.

Jednak większość dotychczas przeprowadzonych badań laboratoryjnych nad tłumieniem drgań tarcieciem wewnętrznym materiału w zginanych belkach betonowych, żelbetowych i sprężonych jest obciążona wpływem niewyeliminowania wpływu podpór na rozpraszanie energii w badanym materiale. Jak wskazują autorzy prac [2, 12], wpływ ten, w zależności od sposobu podparcia belek, może być nawet kilkakrotnie większy niż wartość „czystego” tłumienia materiałowego.

Wpływu warunków podparcia na uzyskane charakterystyki tłumienia nie uniknął także autor pracy [21] w badaniach nad tłumieniem zarysowanych belek

żelbetowych. Uzyskane wyniki są charakterystykami tłumienia globalnego, uwzględniającego obok tłumienia materiałowego także tłumienie konstrukcyjne. Powodem tego było badanie belek przy sztywnym podparciu, umożliwiającym odpływ energii drgań do fundamentu.

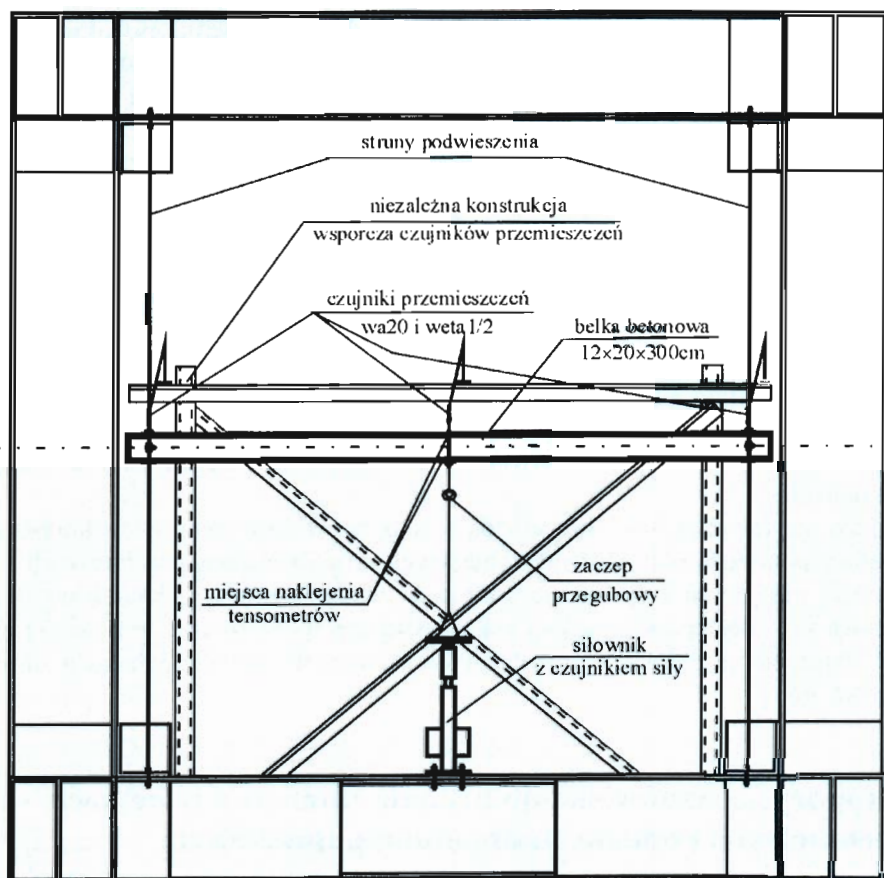
Większość opisanych układów badawczych do określania tłumienia materiałowego stosuje rejestrację optyczną, polegającą na zapisie procesu drgań na papierze światłoczułym lub taśmie filmowej, co wymaga późniejszego mierzenia amplitud na uzyskanych rejestrogramach drgań, co jest czynnością żmudną i pracochłonną, nieefektywną przy większej ich liczbie. Poza błędem „odczytu” amplitud, pewnym ograniczeniem jest także możliwość do uzyskania prędkości przesuwu bębna z papierem światłoczułym. Tylko na niektórych opisanych stanowiskach badawczych wykorzystuje się czujniki pojemnościowe [20], aparaturę tensometryczną [14, 18] lub czujniki fotooptyczne [22], ale żaden z nich nie pozwala na zapis drgań w sposób cyfrowy, umożliwiający komputerowe przetwarzanie akwizowanych danych.

Fakt, że dotychczasowe prace badawcze były prowadzone przy wykorzystaniu aparatury pomiarowej o znacznie mniejszych możliwościach pomiarowych i dokładności niż jest to możliwe obecnie przy zastosowaniu szybkich komputerów przenośnych i dostępnej wysokiej klasy aparaturze pomiarowej, potwierdza celowość dalszych szczegółowych badań laboratoryjnych nad tłumieniem materiałowym betonu.

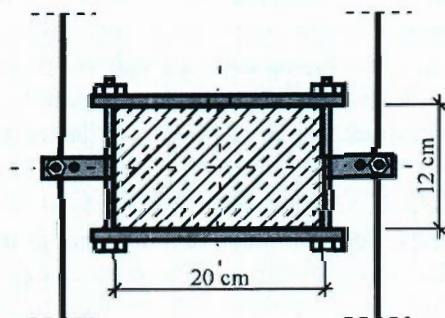
4. Propozycja stanowiska do badania tłumienia w belkach betonowych poddanych drganiom poprzecznym

Dążąc do wyeliminowania wpływu podpór, a więc i tłumienia konstrukcyjnego na tłumienie materiałowe oraz mając na względzie znaczne wymiary możliwych do badania elementów betonowych, jako optymalny sposób przyjęto określenie zdolności materiału do rozpraszania energii na próbkach w postaci belek zawieszonych. Schemat stanowiska pokazano na rysunku 9.

Belka betonowa o wymiarach $20 \times 12 \times 300$ cm jest podwieszana za pomocą specjalnie skonstruowanych zawiesi i czterech cienkich strun stalowych średnicy $\phi = 1$ mm i module sprężystości podłużnej $E = 200$ GPa do belki górnej i dolnej stendu badawczego. Dzięki temu zostają ograniczone straty energii. Dodatkowo połączenie strun z belką dolną stendu badawczego zastępuje masy dociągające, których stosowanie w przypadku badania masywnych belek betonowych byłoby nieekonomiczne. Zawiesia są montowane z obu stron belki, w przyjętych węzłach drgań, przy czym połączenie zawiesi ze strunami stalowymi następuje na wysokości osi obojętnej badanej belki, co pokazano na rysunku 10.



Rys. 9. Schemat stanowiska do badania tłumienia materiałowego zawieszonych elementów betonowych



Rys. 10. Połączenie zawiesia ze strunami

Zastosowanie czterech strun i badanie drgań belki o minimalnym momencie bezwładności względem poziomej osi przekroju poprzecznego umożliwia rejestrację drgań belki w płaszczyźnie pionowej, przy praktycznym wyeliminowaniu możliwych drgań skrętnych i drgań w płaszczyźnie poziomej.

W związku z zastosowanym sposobem eliminowania wpływu podpór na tłumienie i brak możliwości zakłócania przebiegu drgań przez „rozkołysanie” się układu w przestrzeni, do określania tłumienia drgań tarcie wewnętrznym materiału jest możliwe wykorzystanie metody drgań swobodnie zanikających, a także jednej z metod: statycznej lub dynamicznej pętli histerezy.

Do wzbudzania drgań może być wykorzystany pojedynczy impuls dynamiczny, uzyskiwany przez nadanie belce wstępnego ugięcia i nagłe jego zwolnienie przy wykorzystaniu zaczepu przegubowego, o ile celem badań ma być pomiar tłumienia materiałowego betonu rozpatrywanego jako ciało lepko-sprężyste w pełnym ujęciu modelu odkształceniowego betonu, gdzie odkształcenia zależą od szybkości odkształceń. Jeśli celem badań ma być wyznaczenie charakterystyk tłumienia drgań tarcie wewnętrznym betonu w przypadku obciążeń wielokrotnie powtarzalnych, gdzie jak wiadomo zanikają cechy lepkie betonu i nabiera on cech nieliniowo-sprężystych, jest niezbędne uprzednie poddanie badanych elementów obciążeniom wielokrotnie zmiennym.

W obu przypadkach jest możliwe wykorzystanie *hydraulicznego systemu do zadawania obciążeń konstrukcji* HYSDOZOK [7], który wraz z siłownikiem hydraulicznym 160/100×250 podłączonym do kanału pomiarowego nr 1 umożliwia uzyskanie obciążeń statycznych i dynamicznych o maksymalnej sile pchającej 485 kN i ciągnącej 310 kN, o programowalnej w 64-stopniowej skali amplitudzie (do 390,6 kN) i częstotliwości drgań w zakresie od 0,5 do 10 Hz.

Do rejestracji momentu wzbudzenia i drgań belki autorzy sugerują wykorzystanie, szerzej opisanego w pracy [5] układu pomiarowego, złożonego z dwóch analizatorów drgań SPIDER8, przenośnego komputera oraz czujników siły, przemieszczeń i odkształceń.

W każdej z wymienionych metod badawczych rejestrację siły (pośrednio także naprężeń) umożliwi zmontowany na siłowniku hydraulicznym czujnik typu CL15 firmy ZEPWN.

Przemieszczenia drgającej belki mogą być rejestrowane za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczeń względnych typu WETA1/2 i WA20 firmy Hottinger BMT, odpowiednio o bazie pomiarowej ± 1 mm i nieliniowości około 0,1% oraz o bazie pomiarowej ± 10 mm i nieliniowości 0,12%, rozmieszczonych na górnej powierzchni belki w środku jej rozpiętości oraz na wysokości podpór. Czujniki powinny być zamontowane na konstrukcji wsporczej, niepołączonej z właściwym stendem badawczym.

Alternatywnie, zamiast pomiaru przemieszczeń, rejestracji mogą podlegać odkształcenia uzyskane z tensometrów elektrooporowych w układzie pół-mostka, o bazie pomiarowej minimum 5 cm, naklejonych na górnej i dolnej powierzchni belki w połowie jej rozpiętości.

Prezentowany przez autorów pracy układ badawczy, poza możliwością prowadzenia badań na elementach betonowych i żelbetowych w naturalnej skali, umożliwia określanie wpływu wielokrotnie zmiennych obciążeń na tłumienie materiałowe, przy zróżnicowanych amplitudach naprężeń i częstotliwościach drgań. Zastosowana wysokiej klasy elektroniczna aparatura pomiarowa oraz wprowadzenie podwieszenia belek na strunach stalowych gwarantuje uzyskanie znacznie dokładniejszych charakterystyk tłumienia materiałowego niż w badaniach dotychczas przeprowadzonych.

Literatura

- [1] Акулаев В. С., Карасик Л. Ф., Лентяков В. Г. Шавров Ю. Н.: *О физической природе диссипативных сил, возникающих при вибрации кораблей*. – В кн.: Рассеяние энергии при колебаниях упругих систем. Изд-во АН-УССР, К., 1963.
- [2] Bock E., *Verhalten von Beton und Stahlbetonbalken bei Biegeschwingungen*. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, März 1942.
- [3] Сорокин Е. С.: *Метод учета неупругого соприкосновения материала при расчете конструкций на колебания*. Исследования по динамике сооружений. Госстройиздат, М. – Л., 1951.
- [4] Сорокин Е. С.: *Методы экспериментального определения внутреннего трения в твердых телах*. – В кн.: Вопросы прикладной механики, в. 193. Изд. Ин-та инж. Жел. –дор. Трансп., М., 1964.
- [5] Czech K. R., Tribillo R.: *Koncepcja kształtowania stanowisk badawczych do oceny tłumienia drgań wzdlużnych betonu*, Zeszyty Naukowe PB, Białystok, 2002.
- [6] Давиденков Н. Н.: ЖТФ, 1938, 8, в. 66.
- [7] *Instrukcja obsługi – Hydrauliczny system do zadawania obciążeń konstrukcji HYSDOZOK*. Zakład Hydrauliki Siłowej s.c. Wrocław, sierpień 2000.
- [8] Кольский Г.: *Волны напряжения в твердых телах*. ИИЛ, М., 1955.
- [9] Kowalczyk R.: *Odkształcenia wielokrotne i tłumienie materiałowe betonu*, ITB, seria II - Konstrukcje Inżynierskie i Budowlane nr 35, Warszawa, 1966.

- [10] **Матвеев В. В., Балюк А. Д.:** *К определению демпфирующих свойств систем с амплитуднозависимым сопротивлением. Сообщение 2.* – Проблемы прочности, 1970, No 12.
- [11] **Матвеев В. В., Яковлев А. П.:** *Фазовый способ определения характеристик рассеяния энергии – коэффициента поглощения при колебаниях.* – Бюллетень „Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки”, 1974, No 1. Авт. Свид. СССР No 410295.
- [12] **Mentel St.:** *Badania modelowe wpływu formy konstrukcyjnej ustroju na tłumienie drgań w mostach*, „Archiwum Inżynierii Ładowej”, z. 1/1971.
- [13] **Müller F. P.:** *Über den dynamischen E-Modul von Spannbeton.* „Beton u. Stahlbeton“ nr 8/1959.
- [14] **Мухин Н. М.:** *Экспериментальная установка ДМ-500 для исследования крутильных колебаний образцов больших габаритов.* – В кн.: Рассеяние энергии при колебаниях упругих систем. – Изд-во АН УССР, К., 1963.
- [15] **Пановко Я. Г.:** *Внутреннее трение при колебаниях упругих систем.* Физматгиз, М., 1960.
- [16] **Penzien J.:** *Damping Characteristics of Prestressend Concrete.* “Journal of the American Concrete Institute”, nr 9/1964.
- [17] **Pisarenko G. S., Jakowlew A. P., Matwiejew W. W.:** *Własności tłumienia drgań materiałów konstrukcyjnych.* WNT, Warszawa, 1976.
- [18] **Писаренко Г. С., Мухин Н. М.:** *Исследование влияния абсолютных размеров образцов на логарифмический декремент затухания свободных крутильных колебаний.* – В кн.: Вопросы рассеяния энергии при колебаниях упругих систем. Гостехиздат УССР, К., 1962.
- [19] **Прокофьев К. А.:** *О методике определения декремента колебаний лопаток турбомашин.* – В кн.: Вопросы рассеяния энергии при колебаниях упругих систем. Гостехиздат УССР, К., 1962.
- [20] **Тимошенко В. Г.:** *О некоторых методиках экспериментального изучения рассеяния энергии в материале при колебаниях.* – В. Кн.: Труды научно-технического совещания по демпфированию колебаний. Изд-во АН УССР, К., 1960.
- [21] **Wlazło R. A.:** *Tłumienie w zarysowanych belkach żelbetowych. XXV Jubileuszowa Konferencja Naukowa KILiW PAN*, Krynica 1979.
- [22] **Яковлев А. П.:** *Влияние формы колебаний на рассеяние энергии в материале.* – Труды научно-технического совещания по изучению рассеяния энергии при колебаниях упругих тел. Изд-во АН УССР, К., 1958.
- [23] **Яковлев А. П.:** *Демпфирование колебаний в стержнях со свободными концами.* – В кн.: Вопросы рассеяния энергии при колебаниях упругих систем. Гостехиздат УССР, К., 1962.

TRANSVERSAL VIBRATION DAMPING OF ELEMENTS FROM CONCRETE

Summary: The work presents at the beginning review of the intermediate methods of measurements of the viscosity damping. Authors introduce some postulation of experimental testing setup used in the transverse vibration measurements of structural damping of concrete.

Key words: dynamics, structural damping, transverse vibration

Tomasz Dziatkowski

SZTYWNOŚĆ OBROTOWA ZAMOCOWANIA STAŁOWEGO SŁUPA W FUNDAMENCIE I JEJ WPŁYW NA DŁUGOŚĆ WYBOCZENIOWĄ ELEMENTU

Streszczenie: Przeprowadzona została analiza sztywności obrotowej zamocowania słupa w fundamencie oraz wpływu podatności tego węzła na długość wyboeczeniową elementu. Rozważono przypadek słupa ramy nieprzechyłowej z przegubowym górnym i podatnym dolnym węzłem. Ostatecznie określono wyrażenie na stopień podatności połączenia w zależności od sztywności zamocowania słupa w fundamencie, które można wykorzystać przy określaniu długości wyboeczeniowej na podstawie nomogramów.

Słowa kluczowe: podstawa słupa, węzeł podatny, sztywność zamocowania, długość wyboeczeniowa

1. Wstęp

Prowadząc obliczenia statyczne konstrukcji stalowych, przyjmuje się zwykle połączenia słupów z fundamentem jako pełne utwierdzenie lub idealny przegub. Jednak stosowane w praktyce rozwiązania konstrukcyjne w większości przypadków znacznie odbiegają charakterystyką od tych teoretycznych założeń.

Między skrajnymi przypadkami przegubu i sztywnego zamocowania istnieje obszar węzłów podatnych, które mogą dać szereg korzyści podczas analizy statycznej, wytrzymałościowej oraz statecznościowej. Istotne znaczenie mają również względy ekonomiczne. Zmniejszenie długości wyboeczeniowej, czyli smukłości giętnej, w granicach 10-25% prowadzi do wzrostu nośności słupa o około 3-9% przy wyboeczeniu niesprężystym oraz 12-20% przy wyboeczeniu sprężystym.

Rzeczywiste zachowanie się węzła, a więc jego podatność, charakteryzuje zależność między momentem zginającym węzeł a jego kątem obrotu, przedstawiana w postaci krzywej $M - \phi$. Węzeł całkowicie sztywny, tzw. utwierdzenie, reprezentowany jest przez oś rzędnych $0 - M$, węzeł zaś idealnie przegubowy przez oś odciętych $0 - \phi$.

Badania wykazują, że podatność węzłów może mieć duże znaczenie przy ocenie nośności elementów ściskanych. Nawet złącza o charakterystyce sztywnościowej przegubów technicznych wymagają znacznie większego obciążenia niszczonego od określonego dla pręta podpartego idealnymi przegubami. Wynika to przede wszystkim z tego, że o wpływie węzła na obciążenie krytyczne decyduje sztywność początkowa, wyrażona styczną do krzywej w początku układu współrzędnych. Większość praktycznie stosowanych połączeń podatnych cechuje się dość dużą sztywnością początkową, co znajduje potwierdzenie w próbach eksperymentalnych.

2. Klasyfikacja węzłów

Analizując otrzymane doświadczalnie charakterystyki połączeń stwierdzono, że linii $0-M$ oraz $0-\phi$ nie można traktować jako jedynych reprezentantów węzłów sztywnych lub przegubowych. Ze względu na geometrię spotykaną w praktyce i właściwości materiałów, wiele węzłów, których wykresy znajdują się w polu bliskim linom $0-M$ oraz $0-\phi$, należy zaliczyć odpowiednio do sztywnych lub przegubowych.

Zgodnie z zaleceniami normy Eurocode 3 – Part 1.1 [6], połączenia klasyfikuje się na podstawie odpowiednich wykresów porównawczych ustalonych względem bezwymiarowych osi współrzędnych $\bar{m}$ oraz $\bar{\phi}$. Wartości te wyznacza się następująco:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{Rpl}} \quad \bar{\phi} = \frac{EI\phi}{M_{Rpl}L} \quad (1)$$

gdzie:

- M – moment zginający działający w węźle,
- M_{Rpl} – plastyczna nośność przekroju węzła przy uwzględnieniu obliczeniowej wytrzymałości stali f_d zamiast granicy plastyczności R_e ,
- E – współczynnik sprężystości podłużnej,
- I – moment bezwładności przekroju elementu,
- L – długość elementu,
- ϕ – kąt obrotu połączenia.

Ustalone zostały odmienne warunki, rozgraniczające typy połączeń, dla układów niestężonych (przechyłowych) i stężonych (nieprzechyłowych), opisane odpowiednimi wzorami zawartymi m.in. w [2] i [6]. Ponadto dla węzłów sztywnych

wymagane jest spełnienie warunku $M_r > M_{Rpl}$, gdzie M_r jest to nośność węzła z uwzględnieniem wytrzymałości obliczeniowej. Węzły podatne muszą spełniać wymaganie, aby ich zdolność do obrotu $\bar{\phi}_c$ w chwili zniszczenia była wystarczająca, a więc $\bar{\phi}_c \gg 0.2$, co zwykle jest spełnione.

Istnieje również uproszczona metoda klasyfikacji połączeń na podstawie stosunku sztywności początkowej złącza do sztywności samego słupa. Odpowiednie warunki przedstawiają się następująco:

$$S_{j.ini.EC3.p} = 0.5 \frac{EI_c}{L_c} \quad (2)$$

$$S_{j.ini.EC3.n} = 8 \frac{EI_c}{L_c} \quad (3)$$

$$S_{j.ini.EC3.s} = 25 \frac{EI_c}{L_c} \quad (4)$$

gdzie:

$S_{j.ini.EC3.p}$ – maksymalna sztywność początkowa węzłów przegubowych,

$S_{j.ini.EC3.n}$ – minimalna sztywność początkowa węzłów sztywnych w układach nieprzechyłowych (non-sway),

$S_{j.ini.EC3.s}$ – minimalna sztywność początkowa węzłów sztywnych w układach przechyłowych (sway).

Podstawą do określenia sztywności początkowej, czy też podatności podstawy słupa mogą być wytyczne zawarte między innymi w pracy F. Walda [5], opisane w rozdziale 3.

3. Modelowanie sztywności

Grubość płyty podstawy, średnica i długość śrub kotwiących oraz jakość betonu są parametrami, które mają najbardziej znaczący wpływ na zachowanie się podatnego połączenia słupa z fundamentem. Siła podłużna stanowi również ważny czynnik kształtujący charakter takiego węzła.

Wyznaczanie sztywności węzła do celów projektowych przeprowadzać można na podstawie modelu uproszczonego, którego założenia są zgodne z Eurocode 3, Annex J.

Sztywność obrotową połączenia opisuje zależność:

$$S_j = \frac{E_s z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (5)$$

gdzie:

z – ramię działania sił,

μ – stosunek sztywności z uwzględnieniem momentów zginających,

k_i – współczynnik sztywności i -tego elementu,

E_s – moduł sprężystości podłużnej stali,

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j} = \left(\kappa \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^\xi \geq 1 \quad (6)$$

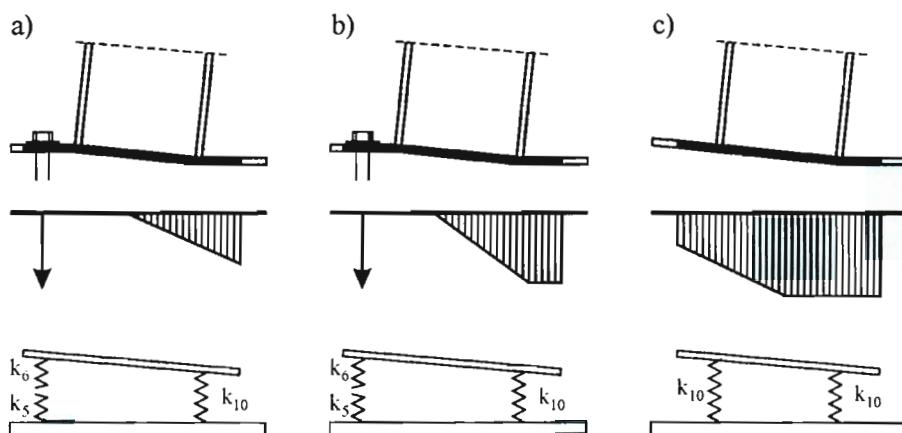
gdzie:

κ – parametr uwzględniający nieliniowość krzywej,

M_{Sd} – moment działający na węzeł,

ξ – współczynnik kształtu krzywizny,

M_{Rd} – nośność złącza.



Rys. 1. Mechaniczna symulacja deformacji połączenia

Można wyodrębnić trzy podstawowe fazy (modele) zachowania się połączenia słupa z fundamentem, różniące się rozkładem naprężeń pod płytą (rys. 1). Wytrzymałość betonu f_j nigdy nie zostanie osiągnięta, gdy złącze jest obciążone małą siłą osiową. Zniszczenie nastąpi na skutek „płynięcia” śrub lub uplastycznienia płyty podstawy (rys. 1a). Gdy zadana jest siła osiowa o „średniej” wartości, to przy zniszczeniu osiągnięta zostanie wytrzymałość betonu (podlewki) f_j oraz wytrzymałość części rozciąganej f_t (rys. 1b). Przy znacznej sile osiowej zniszczenie betonu nastąpi, zanim utworzy się strefa rozciągana (rys. 1c).

Aby zakwalifikować określony węzeł do odpowiedniego modelu, należy odnieść wartość siły podłużnej występującej w słupie do wartości granicznych:

$$N_{1,2} = \frac{a_p b_p f_j^2 (2 r_b + a_p) \frac{1}{k_{10}}}{4 \left(a_p b_p f_j \frac{1}{k_{10}} + 4 A_S f_t \left(\frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_6} \right) \right)} - 2 A_S f_t \quad (7)$$

$$N_{2,3} = \frac{(2 r_b + a_p) b_p f_j - 2 A_S f_t}{2} \leq a_p b_p f_j \quad (8)$$

gdzie:

a_p, b_p – wymiary powierzchni efektywnej,

r_b – ramię działania śrub,

A_S – powierzchnia przekroju śruby,

f_t – wytrzymałość części rozciąganej,

f_j – wytrzymałość betonu,

k_i – współczynniki sprężystości.

W zależności od modelu obciążenia (wartości siły podłużnej) konieczne jest wyznaczenie odpowiednich parametrów zgodnie z tabelą 1.

Tabela 1.

Wartości parametrów w zależności od rozpatrywanego modelu

	Niezbędne współczynniki sprężystości	κ	ξ	Z
Mała siła osiowa $N < N_{1,2}$	k_5, k_6, k_{10}	1.1	6	$z_1 = \frac{1}{3}(2 r_h + a_p)$
Średnia siła osiowa $N_{1,2} < N < N_{2,3}$	k_5, k_6, k_{10}	interpolacja liniowa		interpolacja liniowa między z_1 a z_3 $z_3 = \sqrt{\frac{\frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_6} + \frac{1}{k_{10}}}{\frac{1}{k_{10}} + \frac{1}{k_{10}}}}$
Duża siła osiowa $N_{2,3} < N$	k_{10}	1.5	8	$z_3 = \frac{a_p}{\sqrt{3}}$

Współczynniki sztywności poszczególnych elementów wyznacza się według zależności podanych poniżej.

Szereg śrub

$$k_5 = 2.0 \frac{A_S}{L_{bef}} \quad (9)$$

Płyta podstawy

– w przypadku występowania efektu dźwigni

$$k_6 = 0.85 \frac{L_{eff} t^3}{m^3} \quad (10)$$

– bez efektu dźwigni

$$k_6 = 0.425 \frac{L_{eff} t^3}{m^3} \quad (11)$$

Beton

Przyjmuje się, że połowa powierzchni współpracującej płyty o wymiarach $a_p \times b_p$ pozostaje w kontakcie z betonem. Wzór uwzględnia stosunek modułów sprężystości materiałów.

$$k_{10} = 0.5 \frac{a_p b_p E_c}{h E_s} \quad (12)$$

Ramię działania sił z wyznacza się z równości wyrażień na sztywności początkowe:

$$\frac{a_p^3 b_p E_c}{12 h} = \frac{E_s z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (13)$$

gdzie:

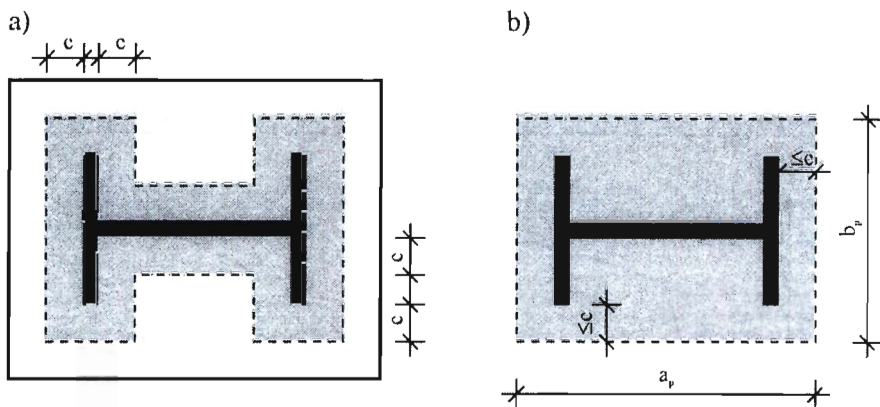
L_{bef} – długość współpracująca śruby,

L_{eff} – długość współpracująca blachy podstawy,

$\mu = 1$.

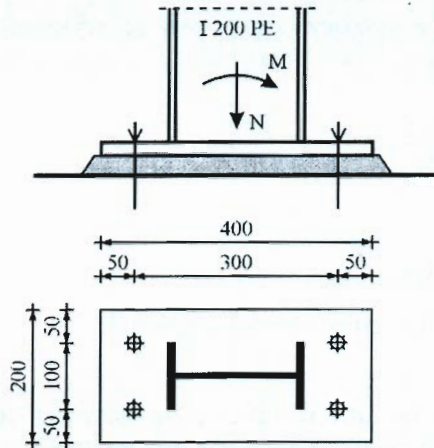
Uprozczone wyrażenia na wartość ramienia z podano w tabeli 1.

Powierzchnia współpracująca fundamentu przyjmuje kształt przekroju słupa zgodnie z rysunkiem 2a. Jednak w analizie sztywności węzła dopuszczalne jest uproszczenie schematu według rysunku 2b.



Rys. 2. Powierzchnia współpracująca fundamentu

Analizie numerycznej poddana została podstawa słupa wykonanego z kształtownika IPE 200 obciążona siłą i momentem (rys. 3). Uwzględniono cztery zmienne parametry: siła podłużna, grubość blachy, klasa betonu i wielkość śrub, z których każdy przyjmował trzy różne wartości zestawione w tabeli 2. Łącznie uzyskano 81 kombinacji, dla których wyznaczone zostały sztywności obrotowe (rys. 4). Układ najsłabszy ($N=300$, $t=12$, $M12$) uzyskał sztywność początkową $S_{j.ini}$ o wartość 3553 kNm/rad, a najszywniejszy $N=500$, $t=20$, $M20$) 11627 kNm/rad.

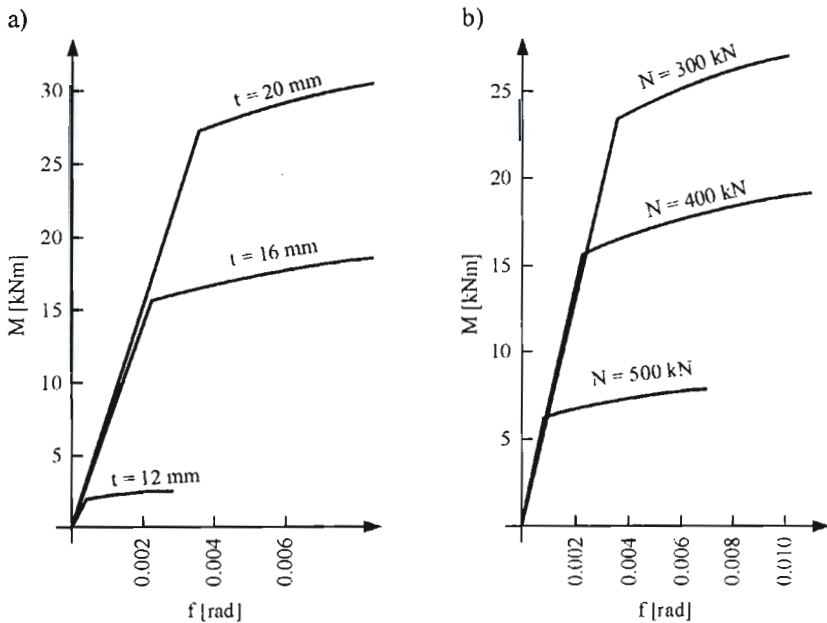


Rys. 3. Podstawa słupa

Tabela 2.

Parametry podstawy słupa

Siła N	Grubość blachy podstawy t	Wytrzymałość betonu f_{ck}	śruby
[kN]	[mm]	[MPa]	
300; 400; 500	12; 16; 20	12; 16; 20	M12; M16; M20



Rys. 4. Sztywność węzła w funkcji wybranych parametrów

4. Podatność podstawy słupa a jego długość wyboczeniowa

Podatność węzła podstawy ma istotne znaczenie przy wyznaczaniu długości wyboczeniowej słupa. Zagadnienie to nie zostało do tej pory poddane szerokiej analizie, a wyniki nielicznych eksperymentów nie znalazły odbicia ani w wytycznych projektowania, ani w ogólnodostępnej literaturze.

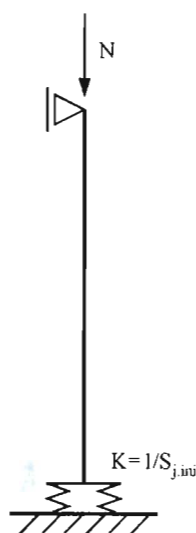
W związku z tym podjęta została próba wyznaczenia matematycznej zależności pomiędzy sztywnością połączenia a współczynnikiem długości wyboczeniowej. Mając na uwadze fakt, że do wyznaczenia długości wyboczeniowej dowolnego elementu ściskanego niezbędna jest znajomość stopnia podatności węzła, na podstawie normy europejskiej [6], uzyskano zależność między tymże stopniem podatności a sztywnością podstawy słupa.

Przeprowadzona została analiza dla słupa w układzie nieprzechyłowym, wykonanego z dwuteownika IPE200 o następujących parametrach:

- długość obliczeniowa słupa $L = 2.0$ m,
- moment bezwładności $I = 1940$ cm⁴,
- moduł sprężystości podłużnej $E = 210000$ MPa.

Analizie poddano obszar węzłów podatnych wyznaczony zgodnie z wytycznymi zawartymi w normie Eurocode 3 Part 1.1 [6]. W celu pominięcia wpływu zamocowania drugiego końca słupa w obliczeniach przyjęto układ o schemacie statycznym przedstawionym na rysunku 5.

Obliczenia przeprowadzone zostały zgodnie z założeniami metody przemieszczeń. Połączenie podatne (sprężyste) można traktować jako element prętowy o odpowiedniej sztywności. Takie podejście daje z kolei możliwość wykorzystania podstawowych wzorów transformacyjnych, w których należy dodatkowo uwzględnić sztywność zamocowania (sztywność pręta podpierającego).



Rys. 5. Schemat statyczny słupa

$$M_{ik} = \left[S_{j,ini} + \frac{EI}{L} \alpha'(\lambda) \right] \varphi_i \quad (14)$$

$$\alpha'(\lambda) = \lambda^2 \frac{\sin(\lambda)}{\sin(\lambda) - \lambda \cos(\lambda)} \quad (15)$$

Z uwagi na okresowość zależności $\alpha'(\lambda)$, uniemożliwiającą wyprowadzenie prostego wyrażenia algebraicznego, w dalszych obliczeniach zastosowano metodę iteracyjną. Dla uproszczenia i jednocześnie uogólnienia rozwiązania zamiast sztywności początkowej węzła wprowadzono sztywność względną, określoną jako:

$$S_w = S_{j.ini} \frac{L}{EI} \quad (16)$$

Rozwiązując równanie

$$S_w + \alpha'(\lambda) = 0 \quad (17)$$

wyznacza się poszczególne wartości λ , a następnie określa współczynniki wybo-
czeniowe ze wzoru:

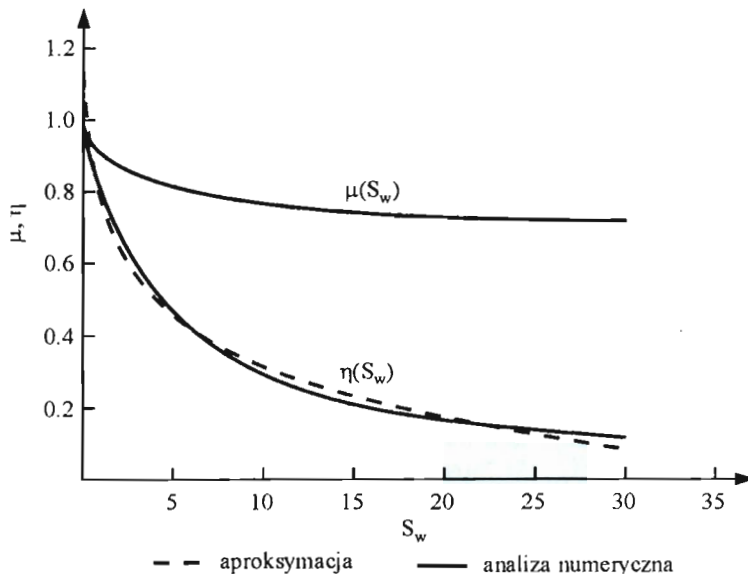
$$\mu = \frac{\pi}{\lambda} \quad (18)$$

Następnie wykorzystując zależność podaną w [6]

$$\mu = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \quad (19)$$

wyprowadza się wyrażenie na wartość stopnia podatności węzła dolnego, z uwz-
ględnieniem założenia, że $\eta_2 = 1$ (przegubowe górne połączenia):

$$\eta_1 = \frac{-1145 + 1636\mu}{-120 + 611\mu} \quad (20)$$



Rys. 6. Współczynnik długości wybo-
czeniowej i stopień podatności zamoco-
wania w funkcji sztywności podstawy słupa

Wyniki otrzymane w poszczególnych krokach iteracji zestawiono w tabeli 3 oraz przedstawiono na wykresie (rys. 6). Poprawność przyjętych założeń zweryfikowano, porównując uzyskane wartości współczynnika długości wyboczeniowej z tymi, które dla odpowiednio modelowanego słupa podaje program do analizy konstrukcji „RM-Win” (μ_{RM}).

Tabela 3.

Zestawienie wyników

S_w	0.2	0.5	1	2	5	10	15	20	25	30
$S_{i,ini}$	407.4	1019	2037	4074	10185	20370	30555	40740	50925	61110
$1/S_{i,ini}$	2.46e-3	9.82e-4	4.91e-4	2.45e-4	9.82e-5	4.91e-5	3.27e-5	2.45e-5	1.96e-5	1.64e-5
λ	3.203	3.286	3.406	3.591	3.909	4.123	4.234	4.292	4.328	4.354
μ	0.981	0.956	0.922	0.875	0.804	0.762	0.742	0.732	0.726	0.722
μ_{RM}	0.981	0.956	0.922	0.875	0.803	0.759	0.741	0.731	0.724	0.720
η	0.959	0.903	0.820	0.691	0.459	0.294	0.207	0.161	0.132	0.113

Dane z tabeli 3 zostały wykorzystane do wyznaczenia matematycznej zależności $\eta(S_w)$, gdzie S_w jest sztywnością względną podstawy słupa, zaś η stopniem podatności węzła, służącym do określania długości wyboczeniowej na podstawie nomogramów. W aproksymacji funkcji wykorzystano metodę minimalizacji odchyleń średniokwadratowych:

$$sse(\alpha, \beta) = \sum_i (\eta_i - f(S_{w,i}, \alpha, \beta))^2 \quad (21)$$

Przyjęta została zależność w postaci:

$$f(S_w, \alpha, \beta) = -\alpha \ln(S_w) + \beta \quad (22)$$

przy której najlepszemu dopasowaniu odpowiadają wartości $\alpha = 0.208$ oraz $\beta = 0.794$, a więc poszukiwane wyrażenie ma postać:

$$\eta(S_w) = -0.208 \ln(S_w) + 0.794 \quad (23)$$

Dokładność rozwiązania sprawdza się z warunku

$$\frac{sse(\alpha, \beta)}{n-2} = 0 \quad (24)$$

W przypadku wyżej omówionych badań uzyskano tu wartość 6.8×10^{-4} , co pozwala na wysunięcie wniosku o wystarczająco dokładnym rozwiązaniu zagadnienia (dopasowaniu funkcji).

Literatura

- [1] **Broniewicz M.:** *Zastosowanie metody rozdziału sztywności do określania obciążenia krytycznego ram w obszarze sprężystym.* Inżynieria i Budownictwo Nr 8/96.
- [2] **Bródka J., Kozłowski A.:** *Sztywność i nośność węzłów podatnych.* Białystok – Rzeszów, 1996.
- [3] **Bródka J., Ligocki I.:** *Nośność połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem – tło eksperymentalne i teoretyczne.* Zeszyty naukowe Politechniki Białostockiej. Nauki Techniczne Nr 119. Budownictwo. Zeszyt 18. Białystok, 1998.
- [4] **Bródka J., Cwalina W.:** *Sztywność i nośność ram stężonych o węzłach podatnych.* Politechnika Białostocka, Białystok, 1998.
- [5] **Wald F.:** *Patky sloupů (Column Bases).* České Vysoké Učení Technické. Praha, červen 1995.
- [6] **Eurocode 3, ENV 1993-1-1:** *Design of Steel Structures – Part 1-1.* European Prestandard. European Committee for Standardization. Brussels, 1992.
- [7] **PN-90/B-3200.** *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i wymiarowanie.* PKNMiJ, Warszawa, 1990.

MOMENT-ROTATION STIFFNESS OF STEEL COLUMN-BASE CONNECTION AND ITS INFLUENCE ON BUCKLING LENGTH OF A COLUMN

Summary: The influence of column base flexibility on buckling length was analysed. The case of a column in no-sway mode with pinned top and flexible bottom joint was discussed. Finally the formula for distribution factor depending on flexibility of column base was derived. This formula can be used to obtain the buckling length of a column from adequate nomograph included in Polish and European Standard.

Key words: column base, flexible connection, joint stiffness, buckling length

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/WB/2/02.

Rafał J. Garncarek, Agnieszka Jabłońska-Krysiewicz

BADANIA EKSPERYMENTALNE POŁĄCZEŃ STALOWYCH RYGLI ZE SŁUPAMI, WYKONANYCH W PŁASZCZYŹNIE MNIEJSZEJ SZTYWNOŚCI SŁUPA

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych połączeń stalowych rygli ze słupami, wykonanych w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa. Podano opis programu badań, stanowiska badawczego i zastosowanej aparatury pomiarowej. Przedstawiono wybrane wyniki badania nośności i sztywności połączeń oraz omówiono formy zniszczenia węzłów.

Słowa kluczowe: węzły podatne, nośność, sztywność

1. Wstęp

Temat połączeń rygli ze słupami, wykonanych w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa, doczekał się niewielu opracowań. Należy zaznaczyć, że są to głównie opracowania zagraniczne. Na potrzebę uzupełnienia stanu wiedzy o węzłach o połączenia wykonane w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa, a szczególnie o metody szacowania sztywności tego rodzaju węzłów, wskazują zarówno czolowi polscy [1], jak i zagraniczni naukowcy, zajmujący się tą dziedziną [2].

Najczęściej badanymi połączeniami belki do tzw. „słabej” osi słupa były węzły z zastosowaniem kątowników, łączących półki belki ze środkiem słupa, bądź środkik belki ze środkiem słupa lub kombinacja tych połączeń. Rozwiązanie teoretyczne zagadnienia ich nośności i sztywności z zastosowaniem metody linii załomów plastycznych podali Jaspert, Maquoi, Gomes i Costa Neves [3, 4, 5, 6]. Badania doświadczalne spawanych połączeń dwuteowych rygli do środka słupa zostały przeprowadzone również w Turcji, w Istanbul Technical University [7]. W Politechnice Rzeszowskiej przeprowadzono badania doświadczalne symetrycznych połączeń rygli do środkików słupa z zastosowaniem stolika [8]. W latach siedemdziesiątych Chen, Rentschler i Driscoll [9, 10, 11, 12] rozpoczęli serię badań węzłów, w których dwuteowe belki łączono w kierunku „słabej” osi słupa za

pomocą dodatkowych elementów, wprowadzających moment zginający z rygla do pasów słupa. Wyniki tych badań pokazały, że węzły, w których moment nie jest wprowadzany bezpośrednio do panelu środnika dwuteowego słupa wykazują znacznie większą nośność i sztywność niż połączenia, w których moment przekazuje się bezpośrednio na środnik słupa. Należy zaznaczyć, że badania te miały za zadanie głównie opracowanie zaleceń projektowych, dotyczących kształtowania elementów składowych węzłów. Nie zajmowano się natomiast szczegółowo zagadnieniem ich sztywności.

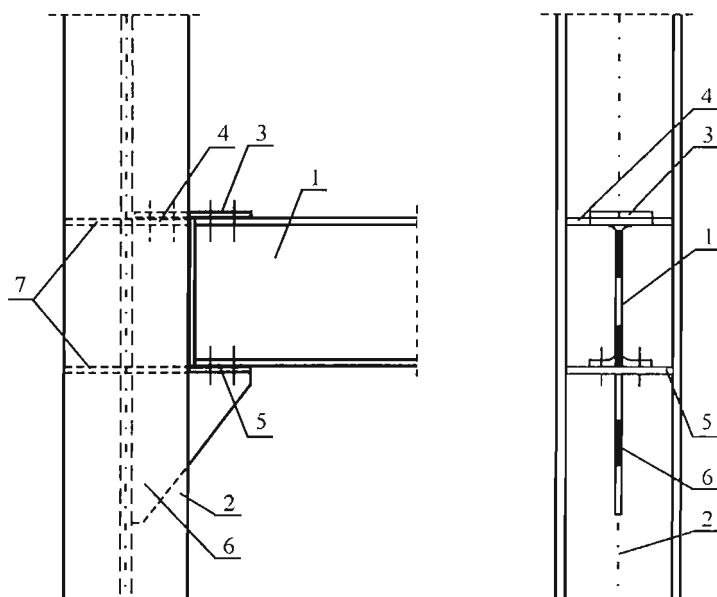
2. Program badań doświadczalnych węzłów

W ramach projektu badawczego KBN Nr 7 T07E 034 19 przeprowadzono badania eksperymentalne węzłów stalowych, wykonanych w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa z zastosowaniem stolika. Celem badań było uzyskanie danych doświadczalnych dotyczących nośności, sztywności oraz charakteru zniszczenia połączenia pokazanego na rysunku 1. Połączenie to umożliwia przede wszystkim łatwy montaż w fazie realizacji konstrukcji, gdyż nie ma potrzeby stosowania dodatkowych elementów montażowych, podtrzymujących belkę. Połączenie zostało tak zaprojektowane, aby uniknąć sytuacji, w której moment zginający z rygla jest przenoszony bezpośrednio na panel środnika słupa, co znacznie ogranicza nośność takiego połączenia. Wprowadzono dodatkowe elementy, dzięki którym moment jest przekazywany zarówno na środnik jak i na pasy słupa. Jest to niezwykle ważne, szczególnie przy węzłach niesymetrycznych, w których moment z belki jest równoważony przez przywęzłowy moment słupa.

Wyniki badań będą stanowiły podstawę do stworzenia modelu sztywności obrotowej tego węzła oraz do przygotowania zaleceń projektowych.

Za czynniki zmienne w badaniach eksperymentalnych przyjęto:

- wysokości przekroju belek – zastosowano dwuteowniki I200PE, I240PE, I300PE,
- średnicę śrub – ze względów konstrukcyjnych przyjęto dwie średnice śrub: dla I200PE- śruby M12 kl. 8.8; I240PE, I300PE- śruby M16 kl.10.9
- (Potrzebną klasę śrub obliczono na podstawie założenia, że nośność śrub ze względu na docisk trzpienia do ścianki otworu powinna być większa lub równa sile uplastyczniającej pas belki. Zgodnie z [13] połączenia sprężano siłą $0.5S_0$, gdzie S_0 – wartość siły wymaganej przy pełnym sprężeniu połączeń śrubowych),
- żebra usztywniające – ze względu na możliwość wystąpienia wysokiej nierównomierności w rozkładzie naprężeń w stoliku i żebrze poziomym, która może być przyczyną pęknięcia środnika słupa [9], postanowiono dla węzła o danej wysokości rygla zbadać sens zastosowania żeber usztywniających.



Rys. 1. Połączenie rygla ze słupem w płaszczyźnie mniejszej sztywności słupa z zastosowaniem stolika: 1 – rygiel IPE, 2 – słup HEB, 3 – nakładka, 4 – żebro poziome, 5 – stolik, 6 – żebro pionowe usztywniające, 7 – żebro usztywniające

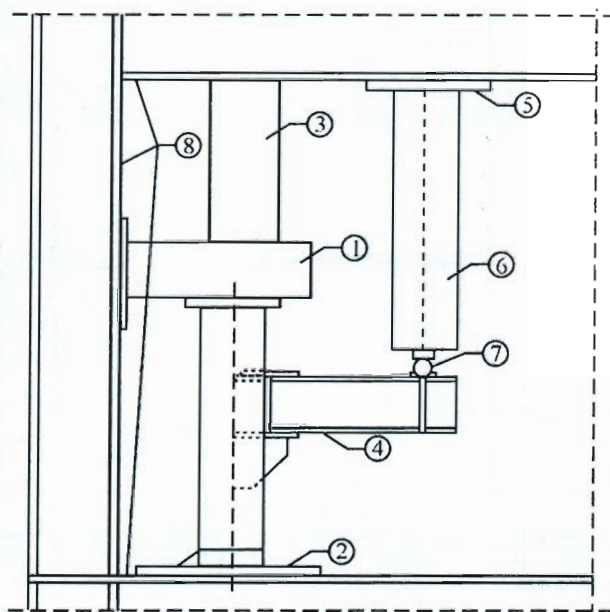
Po przeanalizowaniu czynników zmiennych otrzymano 6 zestawów węzłów. Zgodnie z punktem Y.4.3 Eurokodu 3 [14], każdy typ węzła wykonano w trzech nominalnie identycznych egzemplarzach.

3. Opis stanowiska badawczego i aparatury pomiarowej

Badania węzłów przeprowadzono na specjalnie skonstruowanym do tego celu stanowisku (rys. 2) obejmującym:

- sztywną ramę stalową (element nr 8 na rys. 2), która umożliwiała montaż siłownika (element nr 6 na rys. 2) na specjalnie skonstruowanej przesuwnej poduszce (element nr 5 na rys. 2) oraz montaż dodatkowych elementów: wspornika (element nr 1 na rys. 2), do którego mocowano słup badanego węzła oraz elementu podstawy (element nr 2 na rys. 2), umożliwiającego łatwy montaż węzła na stanowisku,
- maszynę wytrzymałościową typu PZA produkcji byłego NRD, która sterowała siłownikiem,

- system pomiarowy DAQ-BOOK, rejestrujący automatycznie wyniki z czujników tensometrycznych i indukcyjnych.



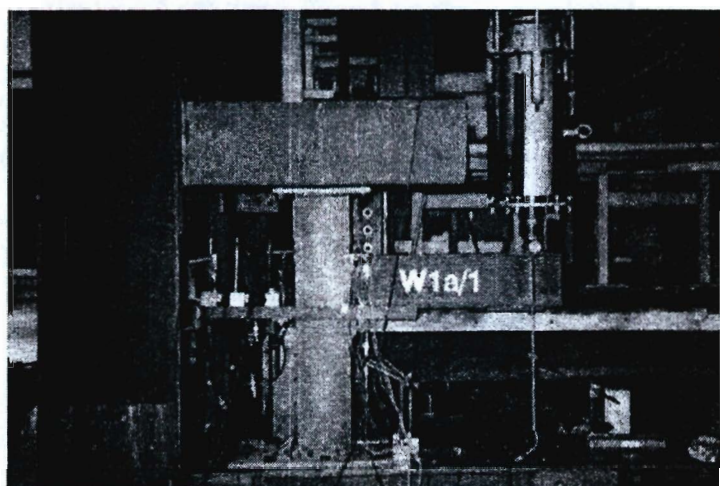
Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego (opis w tekście)

Badania eksperymentalne oparto na procedurze kolejnego obciążania i odciążania połączenia. Pozwoliło to na rejestrację chwili pojawienia się i charakteru narastania obciążeń trwałych. Odległość punktu przyłożenia siły w ryglu do osi środka słupa wynosiła $l_0 = 4h$, gdzie h jest wysokością przekroju dwuteownika zastosowanego na rygiel.

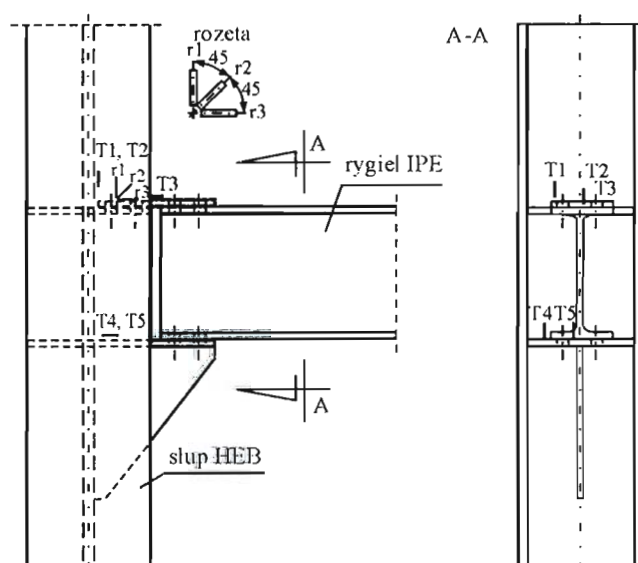
W połączeniu dokonywano następujących pomiarów:

- odkształceń nakładki, stolika, środka i półki słupa, za pomocą elektrooporowych czujników tensometrycznych i kompensacyjnych (Rozmieszczenie tensometrów pokazano na rysunku 3),
- przemieszczeń charakterystycznych punktów węzła w zakresie sprężystym i niesprężystym (Umożliwiło to obliczenie kąta obrotu węzła, ugięcia ryglu w miejscu zadawania siły i ugięcia stolika). Rozmieszczenie czujników indukcyjnych pokazano na rysunku 4.

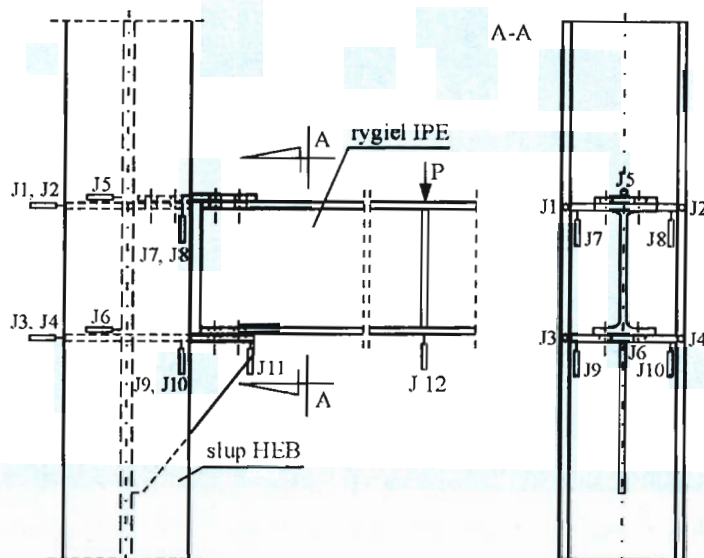
Na fotografii (rys. 3) przedstawiono przygotowane do badań połączenie wraz z oprzyrządowaniem.



Rys. 3. Połączenie na stanowisku badawczym wraz z oprzyrządowaniem



Rys. 4. Rozmieszczenie czujników tensometrycznych



Rys. 5. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych

Przed rozpoczęciem badań wykonano inwentaryzację cech geometrycznych węzłów. Po zakończeniu badań wyznaczono własności mechaniczne stali, z której wykonane były elementy składowe połączeń.

4. Oszacowanie nośności połączenia

Do celów badawczych przyjęto model rozkładu sił wewnętrznych dla następujących założeń:

- Siła poprzeczna jest przenoszona przez docisk belki do stolika, a następnie przez spoiny łączące żeberko pionowe i stół przekazywana jest na środnik i półki słupa.
- Siła ze stopki ściskanej ryglu jest przejmowana przez połączenie śrubowe stolika ze stopką, a następnie poprzez spoiny łączące stół ze słupem jest przekazywana na pasy i środnik słupa.
- Siła ze stopki rozciąganej jest przenoszona przez połączenia śrubowe z nakładką na żebrko poziome, a następnie poprzez spoiny jest przekazywana na środnik i pasy słupa.
- Środek strefy rozciąganej znajduje się w miejscu styku pasa górnego ryglu z nakładką.
- Środek strefy ściskanej znajduje się w miejscu styku belki ze stolikiem.

Nośność połączenia oszacowano według normy [13], przyjmując w obliczeniach charakterystyczne wartości wytrzymałości materiału dla stali St3S:

- granica plastyczności $R_e = 235 \text{ MPa}$,
- wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 375 \text{ MPa}$.

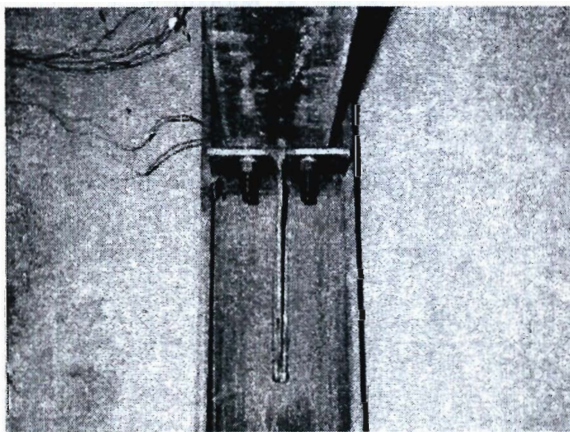
W tabeli 1 dla każdego rodzaju połączenia podano, obliczony zgodnie z przyjętym modelem rozkładu sił wewnętrznych, maksymalny moment zginający, jaki może przenieść dany węzeł. (Uwaga: wartość momentu zginającego podano w osi środka słupa.)

Tabela 1.

Oznaczenie węzła	Wysokość przekroju dwuteownika zastosowanego na belkę	Maksymalny moment zginający [kN]
Wa	I200PE	33,8
Wb	I240PE	66,3
Wc	I300PE	84,6

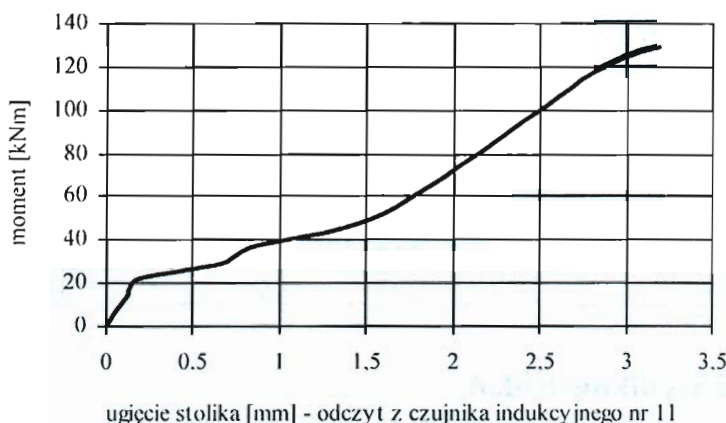
5. Analiza wyników badań

Wszystkie połączenia uległy zniszczeniu przed osiągnięciem momentów zginających, oszacowanych według założonego modelu rozkładu sił wewnętrznych. Było to spowodowane przede wszystkim utratą stateczności miejscowej żeberka pionowego (rys. 6) lub jego uplastycznieniem, które powodowały zmiany w rozkładzie sił wewnętrznych i degradację sztywności. (Charakter utraty stateczności miejscowej żeberka pionowego jest podobny do wyboczenia miejscowego ścianki o jednej krawędzi swobodnej).



Rys. 6. Wyboczenie żeberka dla połączenia W2b-3 (rygiel z I240PE)

Następował gwałtowny wzrost naprężeń rozciągających w górnym włóknie nakładki. Był to efekt zmiany położenia osi obrotu połączenia w stosunku do zakładanej w modelu. W celu zobrazowania tego zjawiska na rysunku 6 pokazano wykres momentu zginającego-ugięcia stolika, na rysunku 7 wykres momentu zginającego – obrotu wężła.



Rys. 7. Ugięcie stolika w badanym połączeniu – próbka W2c-1

W tabeli 2. zamieszczono wartości momentów zginających, przy których następowało uplastycznienie nakładki. Można zauważyć, że dla nominalnie identycznych połączeń występują duże różnice w wartościach (do 30%). Są one spowodowane przez:

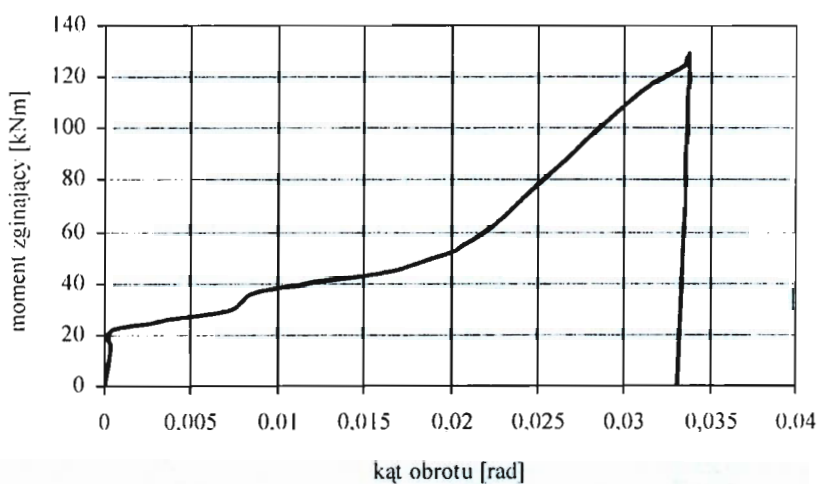
- niejednorodne obciążenie śrub w połączeniach, tj. przejście od zachowania się śrub według modelu połączenia ciernego do modelu połączenia zwykłego następowało przy różnych wartościach siły obciążającej rygiel,
- niejednakową deformację żeberka pionowego w połączeniach
- (Niejednakowa deformacja żeberka powodowała dodatkowe zginanie nakładki i zmianę charakteru zachowania się złącza śrubowego z zakładkowego połączenia nakładki z górną półką rygla, na zachowanie złącza zbliżone do połączenia typu doczołowego.)
- odchyłkami geometrycznymi.

Tabela 2.

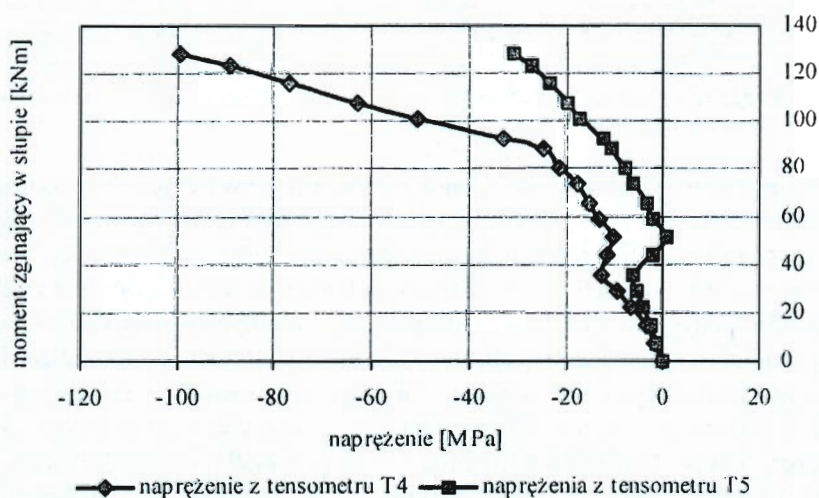
Połączenie (oznaczenie węzła)	Zastosowany na rygiel dwuteownik	Początek uplastycznienia nakładki
		Moment zginający [kNm]
W1a-1	I200PE	24,94
W1a-2	I200PE	25,60
W1a-3	I200PE	28,80
W2a-1	I200PE	30,80
W2a-2	I200PE	26,10
W2a-3	I200PE	30,24
W1b-1	I240PE	65,66
W1b-2	I240PE	40,32
W1b-3	I240PE	38,40
W2b-1	I240PE	42,75
W2b-2	I240PE	61,78
W2b-3	I240PE	41,17
W1c-1	I300PE	92,35
W1c-2	I300PE	91,77
W1c-3	I300PE	73,10
W2c-1	I300PE	49,96
W2c-2	I300PE	72,76
W2c-3	I300PE	72,69

Uwaga: Cyfra 2 przy literach a, b, c oznacza zastosowanie żeber usztywniających w danym elemencie próbnym

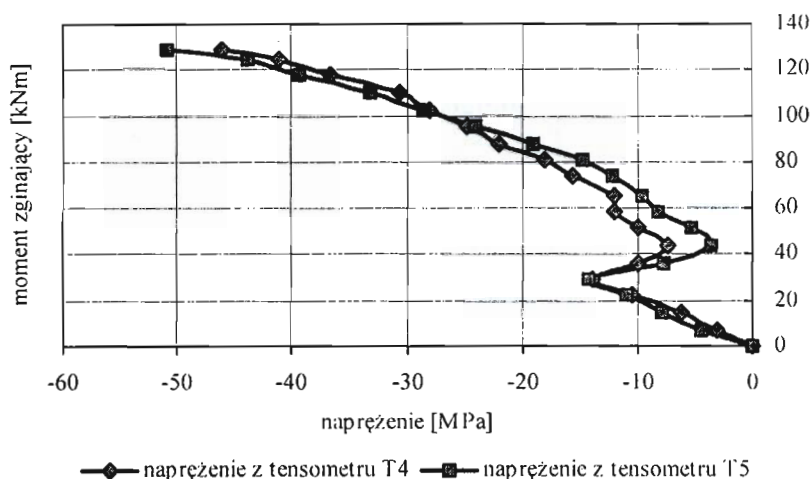
Na podstawie badań stwierdzono, że żebra usztywniające przyczyniają się do bardziej równomiernego rozkładu naprężeń w stoliku (rys. 8 i rys. 9). Prawdopodobnie taka sama sytuacja ma miejsce w żebrze poziomym górnym, do którego jest łączona nakładka. Potwierdza to wnioski z badań doświadczalnych i analiz MES, przeprowadzonych przez Chena i Patela [10]. Analizując otrzymane z badań wykresy momentu zginającego – obrotu połączenia stwierdzono, że istnienie lub brak żeber usztywniających nie wpływa znacząco na wartości odkształceń środnika słupa, a zatem i na wartości kąta obrotu. Jest to spowodowane efektem „migracji” naprężeń do stref bardziej sztywnych, w tym przypadku do pasów słupa. W przypadku badanych połączeń zjawisko to nie jest aż tak znaczące, ponieważ w dwuteowniku HEB, z którego wykonany był słup, środnik ma stosunkowo małą smukłość.



Rys. 8. Wykres momentu zginającego – obrotu połączenia dla próbki W2c-1



Rys. 9. Naprężenia w stoliku w połączeniu bez żeber – W1c-1



Rys. 10. Naprężenia w stoliku w połączeniu z żebrami – W2c-3

6. Wnioski

Badania doświadczalne pokazały, że w początkowej fazie obciążeń analizowane połączenie jest połączeniem spełniającym wymogi połączenia sztywnego. W miarę wzrostu obciążenia następuje degradacja sztywności i nośności, spowodowana głównie wyboczeniem żeberka i poślizgiem śrub, a połączenie staje się połączeniem podatnym o niepełnej nośności. Aby zapobiec temu zjawisku, należałoby projektować w węzle połączenie śrubowe cierne, sprężane oraz eliminować efekt wyboczenia żeberka pionowego przez zastosowanie grubszej blachy.

Literatura

- [1] **Bródka J.:** *Kierunki rozwoju konstrukcji stalowych o węzłach podatnych*. Materiały konferencyjne Międzynarodowego Sympozjum „Węzły podatne w konstrukcjach stalowych”, Warszawa, 24-25 listopada 2000.
- [2] **Jaspart J. P.:** *General report: session on connections*. Journal of Constructional Steel Research 55 (2000), p.69-89.
- [3] **Costa Neves L., Gomes F.:** *Semi-rigid behaviour of beam-to-column minor-axis joints*. IABSE Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections, Report, Istanbul, 1996.

- [4] **Gomes F., Maquoi R.:** *Experimental research of minor axis joints. Comparison with theoretical predictions*, COST C1- WG2 "Steel and Composite" Meeting, Doc. C1/WD2/94-13, Coimbra, 25-26.11.1994.
- [5] **Gomes F., Jaspart J-P., Maquoi R.:** *Moment capacity of beam-to-column minor-axis joints*. IABSE Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections ,Report, Istanbul, 1996.
- [6] **Neves L.:** *Nos semi-rigidos em estruturas metalicas. Avaliacao da rigidez em configuracoes de eixo fraco (in portuguese)*. Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Structures, Coimbra, 1996.
- [7] **Yardimci N., Yorgun C., Arda T. S.:** *Tests on beam – column strong and weak axis connections*. Computers & Structures, Vol. 61, No. 3, pp. 393-399, 1996.
- [8] **Bródka J., Pisarek Z.:** *Badanie podatnego rygla ze słupem w płaszczyźnie słabego oporu*. Materiały konferencyjne pod red. A. Biegusa „Badanie nośności granicznej konstrukcji metalowych”, Wrocław – Szklarska Poręba, 1998.
- [9] **Chen W. F., Lui E. M.:** *Static Web Moment Connections*. Journal of Constructional Steel Research. , Vol. 10, 1988.
- [10] **Patel K.V., Chen W.F.:** *Nonlinear Analysis of Steel Moment Connections*. Journal of Structural Engineering, Vol.110, No. 8, 1984.
- [11] **Rentschler G. P., Chen W. F., Driscoll G. C.:** *Tests of Beam-to-Column Web Moment Connections*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, NoST5, May 1980.
- [12] **Rentschler G.P., Chen W.F., Driscoll G.C.:** *Beam-to-Column Details*. Journal of Structural Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, No. St2, February 1982.
- [13] **PN-90/B-03200.** *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [14] **ENV 1993-1-1.** Eurocode 3: *Design of Steel Structures*. Part 1.1. *General Rules and Rules for Buildings*. CEN 1992.

EXPERIMENTAL TESTS OF STEEL BEAM-TO-COLUMN WEB MOMENT CONNECTIONS

Summary: The paper presents the test results of steel beam-to-column web moment connections with beam seats. The tests set-up, instrumentation, loading and some test results were described. The strength of joints obtained from tests was compared to theoretical strength. The influence of buckling of seat stiffener and slip of bolt connection on the strength and stiffness of joint were presented.

Keys words: semi-rigid connections, strength, stiffness

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/WB/4/02.

Małgorzata Jadwiga Glinicka

STUDIUM O NAPRĘŻENIACH W GRUNCIE WOKÓŁ OKRĄGLYCH PRZEWODÓW PODZIEMNYCH

Streszczenie: Przedstawiono metodę Höega w zastosowaniu do obliczania naprężeń wokół przewodu podziemnego okrągłego z uwzględnieniem współpracy przewodu podziemnego z otaczającym gruntem. Na podstawie wyników obliczeń własnych przeprowadzono analizę naprężeń promieniowych i stycznych. Opisano również metodę obliczania składowej pionowej naprężenia, działającej w płaszczyźnie poziomej pod przewodem podziemnym. Przedstawiona praca może być wykorzystana do obliczania naprężeń w gruncie, powstających wokół przewodu obciążonego nie tylko samym gruntem, lecz także naciskiem spowodowanym nawierzchniami komunikacyjnymi.

Słowa kluczowe: naprężenia w gruncie, przewody podziemne

1. Wstęp

W projektowaniu przewodów podziemnych wykorzystuje się metody Höega, Marstona, Spanglerta, Klejna [1, 2, 3]. W metodzie obliczeniowej Marstona i Spanglerta brane były pod uwagę różne warunki ułożenia przewodów podziemnych. Podstawowym niedostatkim tej metody było jednak pominięcie współpracy konstrukcji przewodu podziemnego z otaczającym go gruntem. Obliczanie wartości nacisku gruntu na przewód podziemny metodą Klejna jest bardzo złożone i zależy od sposobu ułożenia przewodu podziemnego, jego sztywności i kształtu [3]. W obliczeniach metodą Klejna również nie uwzględnia się współpracy przewodu podziemnego z otaczającym gruntem. Duże zastosowanie w obliczaniu rozkładu naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego znalazła także metoda elementów skończonych [2,4,5]. Praca przewodów podziemnych jest uzależniona od wielu czynników, takich jak: parametry przewodu, obciążeń budowli spowodowanych ciężarem nawierzchni, gruntu budowli i wody gruntowej [6]. Ze względu na możliwość odkształcalności przewodów podziemnych posadowionych na podłożu gruntowym dzielimy przewody na sztywne i sprężyste.

W artykule przedstawiono sposób obliczania naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego, w zależności od parametrów przewodu oraz warunków grun-

towych, a także sposób obliczania naprężeń pionowych w płaszczyźnie poziomej pod przewodem podziemnym.

Na temat przewodów podziemnych wykonywanych metodą przecisku znajdujemy wiadomości w polskim piśmiennictwie [8] i [9]. Prace te, o charakterze techniczno-inżynierskim, przedstawiają wykonanie obliczeń statycznych i podają praktyczne wskazówki zastosowania właściwych maszyn i przyrządów. Warto także zauważyć, że w pracy [8] mówi się o realizacji przecisku przewodu podziemnego z wykorzystaniem wyników pracy badawczej [10].

2. Naprężenia w gruncie wokół przewodu podziemnego

Niżej opisano metodę opracowaną przez K. Höega [1,11], umożliwiającą obliczenie naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego, uwzględniającą współpracę przewodu podziemnego z otaczającym gruntem.

Metoda opracowana przez Höega dotyczyła problemu oddziaływania ośrodka gruntowego liniowo sprężystego, izotropowego i jednorodnego oraz sprężystego okrągłego cylindra traktowanego jako przewód podziemny. Höeg przeprowadził badania laboratoryjne nad sztywno płytko posadowionymi przewodami rurowymi o różnych wartościach przy (D/t) (D – średnica przewodu, t – grubość ścianki przewodu) i różnej głębokości posadowienia (rys. 1). Na przewód podziemny działa równomiernie rozłożone ciśnienie pionowe p_v i poziome $p_h = kp_v$. W analizie pominięty został ciężar objętościowy ośrodka gruntowego otaczającego przewód. Rozkład naprężeń i odkształceń zależy od sztywności ośrodka i sztywności przewodu.

Wartości naprężeń i przemieszczeń wokół przewodu (rys.1b) oblicza się w płaskim stanie naprężenia stosując wzory [1]:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_v \left\{ (1+k) \left[1 - a_1 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] - (1-k) \left[1 - 3a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 - 4a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \cos 2\theta \right\}, \quad (1a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p_v \left\{ (1+k) \left[1 + a_1 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] + (1-k) \left[1 - 3a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \right\}, \quad (1b)$$

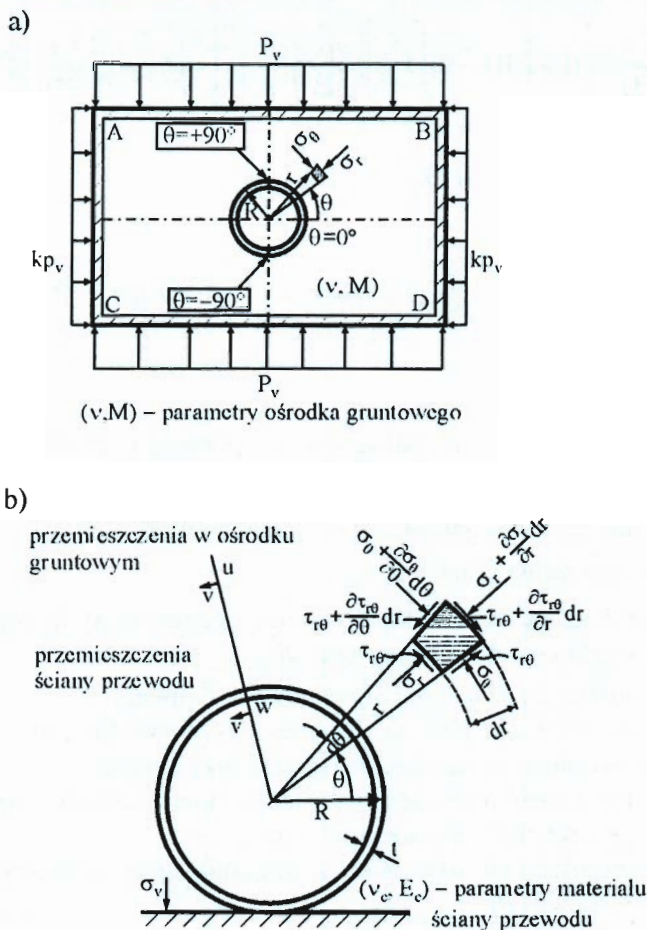
$$\tau_{r,\theta} = \frac{1}{2} p_v (1-k) \left[1 + 3a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 2a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sin 2\theta, \quad (1c)$$

$$u = \frac{1}{2} p_v \frac{r}{M_0} \left\{ (1+k)(1-\nu) \left[1 + \frac{a_1}{1-2\nu} \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] - (1-k) \frac{1-\nu}{1-2\nu} \left[1 + a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 4(1-\nu) a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \cos 2\theta \right\}, \quad (1d)$$

$$\nu = \frac{1}{2} p_v \frac{r}{M_0} \frac{1-\nu}{1-2\nu} (1-k) \left[1 - a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 2(1-2\nu) a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sin 2\theta, \quad (1e)$$

w których:

- M_0 – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej gruntu,
- σ_r – naprężenia działające wzdłuż promienia,
- σ_θ – naprężenia działające prostopadle do promienia,
- $\tau_{r,\theta}$ – naprężenia ścinające,
- r – odległość od środka przewodu podziemnego do rozpatrywanego punktu działania naprężenia σ_r ,
- R – promień zewnętrzny przewodu podziemnego,
- u – promieniowe przemieszczenie ośrodka gruntowego,
- ν – styczne przemieszczenie ośrodka gruntowego,
- θ – kąt między promieniem a osią poziomą o kierunku mierzonym przeciwnie do wskazówek zegara,
- k – współczynnik wyrażający stosunek naprężeń granicznych pionowych i poziomych,
- p_v – pionowe naprężenie graniczne; $p_v = \gamma z_g$, w przypadku braku obciążenia naziomu, gdzie: γ – ciężar objętościowy gruntu, z_g – zagłębienie w gruncie wierzchu przewodu podziemnego (lub płyty górnej budowli),
- ν – współczynnik Poissona gruntu.
- a_1, a_2, a_3 – współczynniki, których wartości zależą od układu „przewód podziemny – grunt”.



Rys. 1. Podstawowe schematy do analizy naprężeń i odkształceń: a) schemat naprężeń w ośrodku gruntowym, b) rozkład naprężeń i odkształceń w ośrodku gruntowym

Rozwiązanie matematyczne, według Høega [1], dotyczące naprężeń i przemieszczeń wokół przewodu, przedstawione wyżej, istnieje dla dwóch różnych warunków granicznych na powierzchni oddziaływania przewód podziemny-grunt. Wartości współczynników a_1, a_2, a_3 zależą od warunków granicznych na powierzchni układu przewód podziemny-grunt. Wzory dla tych współczynników a_1, a_2, a_3 ustalone zostały przez K. Høega i są przedstawione niżej.

Warunki brzegowe problemu są zdefiniowane w pracy [1]. W przypadku, gdy odległość od środka przewodu do rozpatrywanego punktu od przewodu wzrasta,

naprężenia powinny być równe naprężeniom pierwotnym w gruncie. W przypadku, gdy odległość ta równa się promieniowi przewodu ($r = R$), promieniowe przemieszczenie ośrodka gruntowego równe jest promieniowemu przemieszczeniu przewodu. W kierunku stycznym do powierzchni przewodu są stosowane dwa warunki, gdy $r = R$: przemieszczenie ośrodka gruntowego równa się przemieszczeniu przewodu podziemnego a naprężenia ścinające nie występują na powierzchni współpracy (jest poślizg).

Analizowane są dwa następujące przypadki.

Jeżeli nie ma poślizgu na powierzchni współpracy układu przewód podziemny-grunt, to:

$$a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{(1-2\nu)C+1}, \quad (2a)$$

$$a_2 = \frac{(1-2\nu)(1-C)F - \frac{1}{2}(1-2\nu)^2 C + 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + \left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right)C + 6 - 8\nu}, \quad (2b)$$

$$a_3 = \frac{[1 + (1-2\nu)C]F - \frac{1}{2}(1-2\nu)C - 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + \left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right)C + 6 - 8\nu}, \quad (2c)$$

a gdy jest poślizg, to:

$$a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{(1-2\nu)C+1}, \quad (3a)$$

$$a_2 = -\frac{2F+1-2\nu}{2F+5-6\nu}, \quad (3b)$$

$$a_3 = \frac{2F-1}{2F+5-6\nu}, \quad (3c)$$

w których:

C i F – współczynniki pomocnicze.

Współczynniki pomocnicze C i F należy obliczyć korzystając z wzorów [1]:

$$C = \frac{M_0}{2(1-\nu)[E_c/(1-\nu_c^2)]} \left(\frac{D}{t} \right), \quad (4a)$$

$$F = \frac{(1-2\nu)M_0}{4(1-\nu)[E_c/(1-\nu_c^2)]} \left(\frac{D}{t} \right)^3, \quad (4b)$$

w których:

- E_c – moduł sprężystości materiału, z którego wykonano przewód,
- ν_c – współczynnik Poissona materiału, z którego wykonano przewód,
- D – średnia wartość średnicy zewnętrznej i wewnętrznej przewodu,
- t – grubość ścianki przewodu.

Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej gruntu można określić według normy [7].

Układ przewód podziemny-grunt, w którym w obliczeniach współpracy zarówno C i F wynoszą zero oznacza, że przewód podziemny jest całkowicie sztywny.

Chociaż istnieje wiele rozwiązań dotyczących obliczania naprężeń wokół przewodów podziemnych, rozwiązanie matematyczne i badania przedstawione przez K. Höega mają szczególną wartość naukową i praktyczną. Höeg w pracy [1] analizuje szereg parametrów układu grunt-przewód podziemny. Prezentowana metoda jest użyteczna w przypadku projektowania przewodów podziemnych sztywnych i sprężystych o okrągłym kształcie.

3. Analiza rozkładu naprężeń

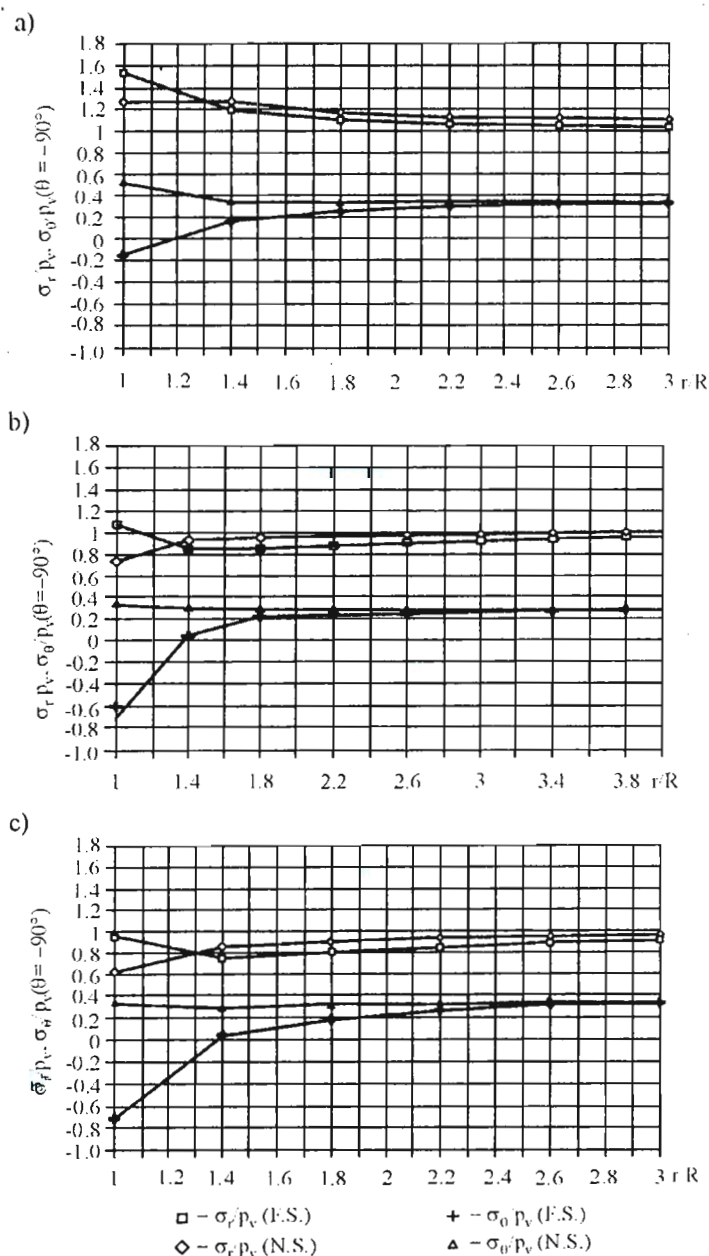
Rozkład naprężeń wokół przewodów podziemnych obliczono wykorzystując metodę opracowaną przez K. Höega. Autorka wykonała obliczenia, stosując przedstawione wyżej wzory. Naprężenia działające wzdłuż promienia i prostopadle do niego oraz ścinające obliczono dla dwóch przypadków: gdy istnieje poślizg, gdy brak poślizgu na powierzchni przewodu. Obliczenia przeprowadzono dla różnych parametrów gruntowych oraz różnych parametrów przewodów [12]. W artykule dokonano analizy naprężeń w przypadku obliczeń przeprowadzonych w zależności od różnych współczynników C i F , przyjmując, że przewód jest sztywny i sprężysty. Naprężenia obliczono stosując współczynniki C i F , które otrzymano w przypadku następujących parametrów gruntu i przewodu:

- 1) $R = 0,5 \text{ m}$, $D/t = 14$, $M_0 = 27\,000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,30$, $E_c = 17,25 \cdot 10^6 \text{ kPa}$, $\nu_c = 0,2$:
otrzymano: $F = 0,5$, $C = 0,02$,
- 2) $R = 0,5 \text{ m}$, $D/t = 25$, $M_0 = 45\,000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,30$, $E_c = 17,25 \cdot 10^6 \text{ kPa}$, $\nu_c = 0,2$:
otrzymano: $F = 4,5$, $C = 0,05$,
- 3) $R = 0,5 \text{ m}$, $D/t = 33$, $M_0 = 45\,000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,30$, $E_c = 17,25 \cdot 10^6 \text{ kPa}$, $\nu_c = 0,2$:
otrzymano: $F = 10,7$, $C = 0,06$.

Współczynnik $k = \sigma_h / \sigma_v$ przyjęto 0,35 jak w pracy [1]. Naprężenia promieniowe i styczne analizowano w zależności od pionowego naprężenia p_v , a więc podane wartości są bezwymiarowe.

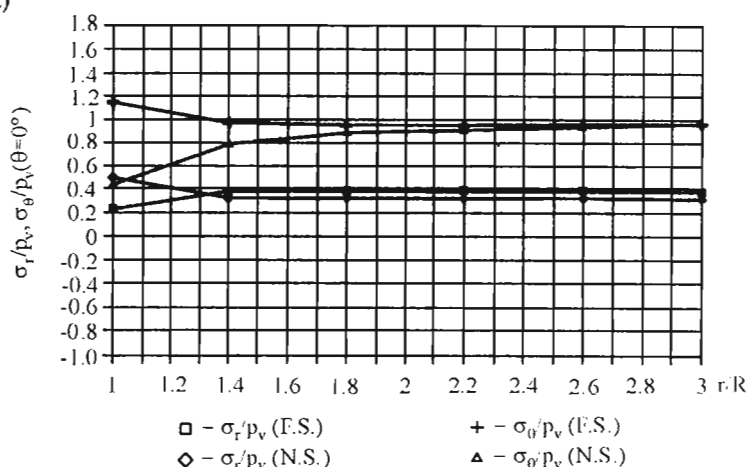
Na rysunku 2 przedstawiono rozkład względnych naprężeń σ_r / p_v i σ_θ / p_v w zależności odległości od powierzchni współpracy przewód podziemny – grunt ($\theta = -90^\circ$). Jak widać na rysunku 2a ($F = 0,5$ i $C = 0,02$) wartości σ_r / p_v wzrastają w niewielkiej odległości od przewodu w obu przypadkach: gdy jest poślizg i gdy go brak. Ponadto wartości σ_θ / p_v zmniejszają się w niewielkiej odległości od przewodu dla przypadku, gdy jest poślizg oraz wzrastają gdy brak jest poślizgu. Naprężenia σ_r i σ_θ zbliżają się do naprężeń pierwotnych w gruncie, to jest p_v i kp_v ($k = 0,35$), biorąc pod uwagę odległość między powierzchnią współpracy przewód podziemny-grunt i rozpatrywanym punktem w ośrodku gruntowym (w większej odległości). W zależności od wartości współczynników F i C rozkład naprężeń jest różny. W przypadku gdy $F = 4,5$ i $C = 0,05$ (rys. 2b) wartości względnych naprężeń promieniowych (radialnych) i stycznych w bliskiej odległości przewodu są mniejsze od wartości tych uzyskanych na rysunku 2a. Z porównania wyników przedstawionych na rysunku 2b i 2c widać, że wartości względnych naprężeń promieniowych i stycznych różnią się nieznacznie. Wyniki obliczeń wskazują, że kiedy współczynnik F osiągnie pewną wartość (około 6 według Höega [1]) to rozkład naprężeń nie zależy od tego współczynnika.

Ponadto na rysunku 3 przedstawiono wyniki obliczeń autorki dla kąta $\theta = 0^\circ$. Wartości względnych naprężeń stycznych (σ_θ / p_v) zmniejszają się wraz ze wzrostem odległości od powierzchni przewodu do wartości naprężeń pierwotnych, w przypadku gdy jest poślizg. Rozważając przypadek, gdy brak jest poślizgu otrzymano inny rozkład naprężeń. Najmniejszą wartość σ_θ / p_v otrzymano na powierzchni współpracy przewód podziemny-grunt oraz zaobserwowano wzrost wartości względnych naprężeń stycznych w zależności od odległości w rozpatrywanym punkcie w ośrodku gruntowym (rys. 3a).

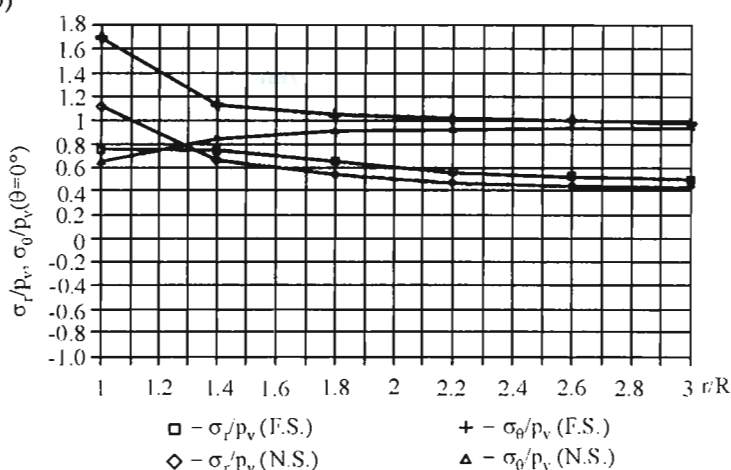


Rys. 2. Zmiana względnych naprężeń promieniowych i stycznych (σ_r/p_v i σ_θ/p_v) w zależności odległości od powierzchni przewodu: a) $F = 0.5$; $C = 0.02$; b) $F = 4.5$; $C = 0.05$; c) $F = 10.7$; $C = 0.06$ (F.S.: przypadek – jest poślizg. N.S.: – przypadek – brak poślizgu)

a)



b)



Rys. 3. Zmiana względnych naprężeń promieniowych i stycznych (σ_r/p_v i σ_θ/p_v) w zależności odległości od powierzchni przewodu: a) $F=0.5$; $C=0.02$; b) $F=10.7$; $C=0.06$ (F.S.: przypadek – jest poślizg; N.S.: przypadek – brak poślizgu)

Wartość σ_r/p_v na powierzchni współpracy przewód podziemny grunt (przypadek brak poślizgu) jest nieznacznie większa w porównaniu z wartością σ_r/p_v , gdy jest poślizg (rys. 3a). Rozkład naprężeń w zależności od odległości przewodu jest w obu przypadkach zbliżony dla różnych wartości współczynników F i C

(rys. 3a i 3b). W przypadku gdy $F=10,7$ (przewód sprężysty) na powierzchni przewód podziemny-grunt uzyskano większe wartości względnych naprężeń promieniowych i stycznych w porównaniu z przypadkiem, gdy $F=0,5$ (przewód sztywny).

W celu określenia naprężeń wokół przewodu podziemnego (na powierzchni współpracy przewód podziemny-grunt) wykonano obliczenia dla różnych współczynników F i C . Analizowano przypadek, gdy brak jest poślizgu. Rysunek 4 przedstawia wyniki obliczeń autorki. W przypadku sztywnego przewodu maksymalną wartość względnych naprężeń σ_r / p_v otrzymano na wierzchołku i pod przewodem. Ponadto zaobserwowano nieznaczne zmiany wartości względnych naprężeń σ_θ / σ_v wokół przewodu (rys. 4a). W przypadku, gdy $F=10,7$, największą wartość względnych naprężeń stycznych i promieniowych uzyskano, jako efekt rozważań, przy kącie $\theta=0^\circ$ (rys. 4b). Naprężenia względne promieniowe mają większe wartości w stosunku do wartości względnych naprężeń radialnych wokół przewodu.

Uwzględniając rozkład naprężeń w gruncie wokół przewodów podziemnych określonych metodą K. Höega, można policzyć rozkład naprężeń pionowych działających w płaszczyźnie poziomej pod przewodem podziemnym. Niżej przedstawiono sposób obliczeń, według autorki, naprężeń pionowych w płaszczyźnie poziomej pod przewodem. Schemat do obliczeń przedstawiono na rysunku 5, gdzie:

$$\theta = \arctg \frac{R}{x}, \quad r = \sqrt{R^2 + x^2}.$$

Składową pionową naprężenia można obliczyć w następujący sposób:

a) $\sigma_r > \sigma_\theta$ (rys. 6a)

$$\sigma_v = AB + BC = AB + R \cos(2\theta_1 - 2\theta_n), \quad (5a)$$

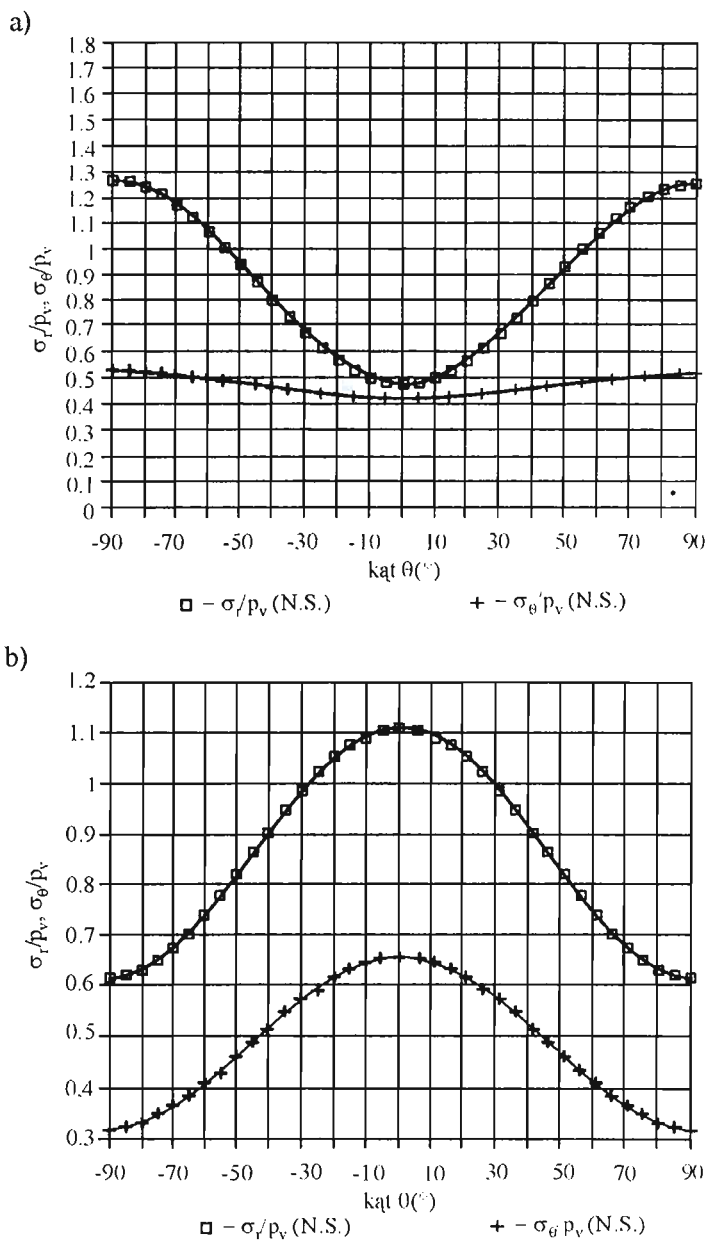
$$\sigma_v = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + R(\cos 2\theta_1 \cos 2\theta_n + \sin 2\theta_1 \sin 2\theta_n), \quad (5b)$$

$$\tau_{r,\theta} = R \sin 2\theta_n, \quad (5c)$$

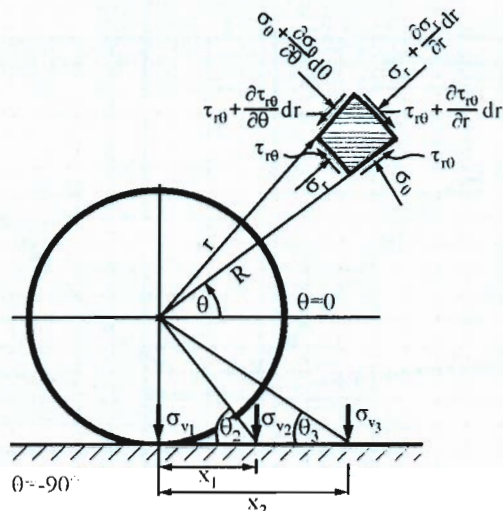
$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = R \cos 2\theta_n, \quad (5d)$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta_1 + \tau_{r,\theta} \sin 2\theta_1, \quad (5e)$$

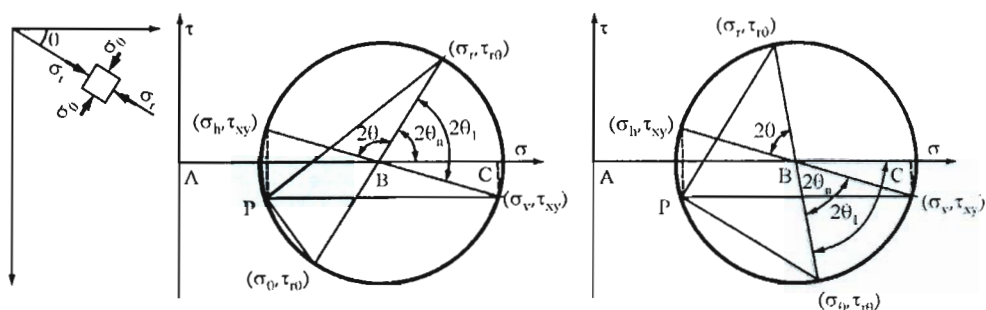
$$\sigma_v = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos(180 - 2\theta) + \tau_{r,\theta} \sin(180 - 2\theta), \quad (5f)$$



Rys. 4. Rozkład naprężeń wokół przewodu podziemnego: a) $F = 0.5$, $C' = 0.02$ (N.S. – brak poślizgu); b) $F = 10.7$, $C' = 0.06$ (N.S. – brak poślizgu)



Rys. 5. Schemat do obliczeń naprężeń pionowych: x – odległość w kierunku poziomym od powierzchni przewodu



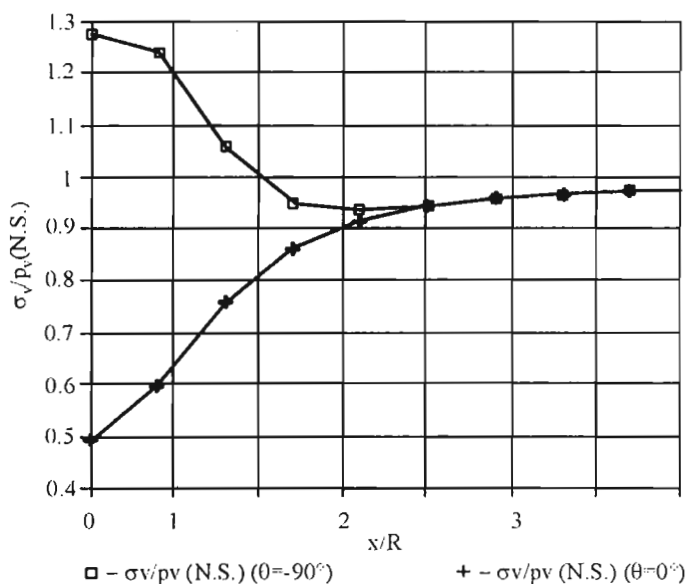
Rys. 6. Przedstawienie naprężeń za pomocą koła Mohra

b) kiedy $\sigma_\theta > \sigma_r$ (rys. 6b)

$$\sigma_v = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta + \tau_{r,\theta} \sin 2\theta, \quad (6)$$

Na rysunku 7 przedstawiono wyniki obliczeń własnych naprężeń pionowych, działających na płaszczyźnie poziomej, gdy $\theta = -90^\circ$ i $\theta = 0$. Analizowano przypadek, gdy brak poślizgu na powierzchni przewodu. Naprężenie względne σ_v / p_v osiąga wartość około 1,3 w punkcie środkowym pod przewodem, a następnie ma-

leje do stanu odciążenia w pobliżu strefy współdziałania przewodów podziemny – grunt. W dużej odległości od przewodu wartość σ_v / p_v jest w przybliżeniu równa wartości naprężeń pierwotnych w gruncie. Podobne wyniki otrzymano w przypadku, gdy występuje poślizg [12]. Ponadto, dla $\theta = 0$, σ_v / p_v wynosi 0,5 na powierzchni oddziaływania przewód podziemny-grunt, następnie wzrasta do wartości naprężeń pierwotnych.



Rys. 7. Rozkład naprężeń pionowych na płaszczyźnie poziomej ($F = 0,5$, $C = 0,02$). N.S.: przypadek – brak poślizgu

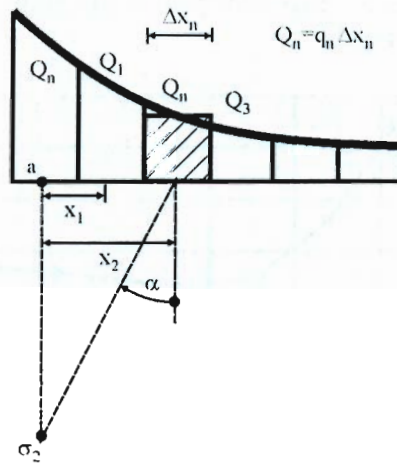
Obliczenie naprężeń pionowych w płaszczyźnie poziomej, działających pod przewodem podziemnym, może być wykorzystane do obliczania osiadań podłoża gruntowego. W tym celu należy wykonać obliczenia naprężeń pionowych na głębokości. Do obliczeń można zastosować rozwiązanie z teorii sprężystości [13]. Na rysunku 8 przedstawiono rozkład naprężeń w przypadku nieregularnego ciągłego obciążenia powierzchni. Składowa pionowa naprężenia całkowitego σ_z pod punktem a , na głębokości z , jest wyrażona równaniem:

$$\sigma_z = \frac{\Delta x}{z} \sum q_{1n} I_{1n} \quad (7)$$

gdzie:

$$I_{ln} = 2/\pi \left[1 + (x/2)^2 \right]^2, \quad (8)$$

q_{ln} – obciążenie obliczone jak na rysunku 8.



Rys. 8. Naprężenia w punkcie a, w przypadku nieregularnego ciągłego obciążenia powierzchni [13]

4. Wnioski

Metoda analityczna obliczania naprężeń wokół przewodu podziemnego proponowana przez K. Höega ma duże znaczenie, ponieważ uwzględnia współpracę przewodu podziemnego z otaczającym gruntem. Na uzyskane wartości naprężeń radialnych i stycznych działających na przewody podziemne mają wpływ parametry gruntu i przewodu podziemnego. Autorka wykonała obliczenia dla różnych wartości współczynników F i C , zależnych od stosunku średnicy do grubości ścianki przewodu i parametrów materiału, z którego wykonano przewód oraz parametrów gruntu. Rozkład naprężeń w niewielkiej odległości od przewodu zależy od współczynnika F . W przypadku gdy współczynnik F wzrasta, zaobserwowano niewielkie różnice pomiędzy naprężeniami na powierzchni przewodu. Prezentowane przez autorkę obliczenia dotyczyły współczynnika C w zakresie od 0,02 do 0,06, a zatem wpływ tego współczynnika na otrzymane wyniki obliczeń był niewielki. Uwzględniając rozkład naprężeń w gruncie, wokół przewodów pod-

ziemnych, określony metodą K. Höega, autorka przedstawiła sposób obliczeń naprężeń pionowych działających na płaszczyźnie poziomej pod przewodem podziemnym. Analiza naprężeń, w przypadku nieregularnego ciągłego obciążenia powierzchni, może być wykorzystana do obliczeń naprężeń pionowych na określonej głębokości pod przewodem. Obliczania te mogą być przydatne od obliczenia osiadań podłoża gruntowego.

Literatura

- [1] **Höeg K.:** *Stress against underground structural cylinders*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers SM 4, 1968.
- [2] **Bulson P.S.:** *Buried Structures Static and Dynamic Strength*, Chapman and Hall, London, New York, 1985.
- [3] **Glinicki S.P.:** *Budowle podziemne*. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok, 1994.
- [4] **Roschke P.N., Davis R.E.:** *Rigid Culvert Finite Element Analyses*. Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE vol.112 No. 8, 1986.
- [5] **Anand S.C.:** *Stress distributions around shallow buried rigid pipes*. Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol.100, No. ST1, January 1974.
- [6] **PN-88/B-02414.** *Obciążenia budowli. Obciążenie gruntem*.
- [7] **PN-81/B-03020.** *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [8] **Glinicki S.P., Dobrowolski R.:** *Wykonywanie metodą przecisku przejść rurociągów dużych średnic pod przeszkodami terenowymi*. Przegląd Budowlany, Nr 7, 1981.
- [9] **Kalisz H.:** *Przekraczanie przeszkód terenowych rurociągami metodą przecisku hydraulicznego*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 12, 1998.
- [10] **Dobrowolski R., Uściłko S.:** *Wytyczne przejść przewodów wodociągowych, kanalizacyjnych i gazowych pod i nad przeszkodami*. Praca studialna BPBK, Białystok, 1967.
- [11] **Poulos H.G., Davis E.H.:** *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, 1974.
- [12] **Glinicka M.J.:** *Some considerations with respect to the stress distribution around the buried pipes*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo Nr 11, Białystok, 1993.

- [13] **Zeevaert L.:** *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company, 1972.

STUDY OF STRESS IN SOIL AROUND CIRCULAR BURIED PIPES

Summary: This paper examines the distribution of stress around buried pipes. The equations have been presented that describe the relationships between a circular pipe and its surrounding medium. The calculation results for different relative stiffness of soil and pipe are shown. The variation of the relative radial and tangential stress with radial distance from the pipe is examined. The second goal is to determine the distribution of vertical stress on the horizontal plane under the pipe. For this purpose results for the rigid pipe are examined.

Key words: buried pipes, stress in soil

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/3/02.



Borys Gusiew, Michał Bołtryk

WPŁYW ASYMETRYCZNEGO CHARAKTERU DRGAŃ NA JAKOŚĆ ZAGĘSZCZANIA MIESZANEK BETONOWYCH

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań optymalizacyjnych nad procesem wibracyjnym zagęszczania mieszanek betonowych. Wyjaśniono wpływ przyśpieszenia górnego i dolnego w układzie wibracji wibrouderzeniowej o częstotliwości 10–20 Hz. W trakcie badań laboratoryjnych potwierdzono wysoką skuteczność wibrouderzeniowego charakteru drgań urządzeń o przyśpieszeniu górnym 1.7 g i dolnym 5 g ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) w porównaniu z urządzeniami wibracyjnymi standardowymi (częstotliwość 50 Hz, przyśpieszenie 3.5–4 g).

Słowa kluczowe: zagęszczanie mieszanek betonowych, wibracja symetryczna

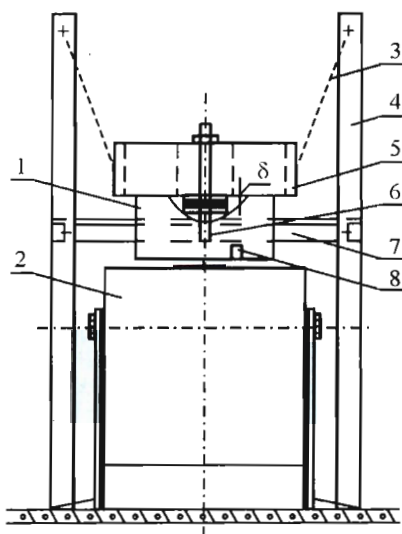
1. Wstęp

W procesie formowania konstrukcji betonowych stosuje się, w ponad 80%, techniki wibracyjne, które pozwalają w sposób celowy regulować zarówno powstanie nowej struktury, jak też w uzasadnionych przypadkach powodować jej celową destrukcję (np. wibracyjna aktywacja cementu). Takie właściwości betonu jak: szczelność, gęstość czy wytrzymałość będą zależeć bezpośrednio od charakteru oddziaływań wibracyjnych. W pracach, między innymi, [1,2] ustalono, że w trakcie zagęszczania mieszanek betonowych najbardziej sprzyjające warunki do formowania struktury obserwuje się przy niskich częstotliwościach drgań (10–25 Hz). Ponadto w badaniach wykazano, że w zakresie częstotliwości drgań 10–25 Hz, w porównaniu z wibracją standardową 50 Hz, proces zagęszczania jest znacznie intensywniejszy przy mniejszych przyśpieszeniach drgań Ag ($Ag = n \cdot g$, gdzie $g = 9.81 \text{ m/s}^2$). Takie warunki wibracyjnego zagęszczania pozwalają zmniejszyć nakłady na energię i obniżyć poziom hałasu urządzeń wibracyjnych.

Autorzy przeprowadzili badania w zakresie wpływu asymetrycznego charakteru drgań przy częstotliwości 15 Hz na proces zagęszczania mieszanek betonowych.

2. Badania własne

Asymetryczny charakter drgań uzyskano na elektrodynamicznym stendzie wi-
bracyjnym, którego schemat ideowy przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat ideowy stendu wibra-
cyjnego z asymetrycznym charakterem
drgań: 1 – przekładki z tekstolitu; 2 – wi-
brador elektrodynamiczny; 3 – amorti-
zatory gumowe; 4 – konstrukcja wspor-
cza; 5 – formy metalowe z mieszanką
betonową; 6 – urządzenie buforowe;
7 – belka mocująca bufor; 8 – czujnik
piezoelektryczny

Optymalizację parametrów procesu wi-
bracyjnego zagęszczania mieszanek be-
tonowych dokonano na podstawie trzyczynni-
kowego eksperymentu. Zmiennymi czynni-
kami były: przyspieszenie górne x_1 ($A\hat{g}$), g,
asymetria przyspieszeń x_2 ($A\hat{g}/A\tilde{g}$) oraz
wartość w/c mieszanki betonowej (x_3).

Przy asymetrycznym charakterze drgań
istotne jest określenie wpływu, jaki na mie-
szankę betonową wywiera przyspieszenie
górne $A\hat{g}$ i dolne $A\tilde{g}$. Jednakże na stendzie
(rys. 1) można bezpośrednio zmienić tylko
wartość przyspieszenia górnego.

Spośród cech mieszanki betonowej wy-
brane zostały dwie, jako kryteria optymaliza-
cyjne (w nawiasach podane są kierunki opty-
malizacji kryteriów):

R [MPa] (maksimum) – wytrzymałość betonu
na ściskanie po 28 dniach dojrzewania w wa-
runkach normowych;

ζ [kg/m^3] – (maksimum) – gęstość pozorna
betonu (w warunkach jak wyżej).

W trakcie badań wykorzystano planowa-
nie ortogonalne 2^3 . Przyjęto skład betonu B30
przy średnim zużyciu cementu 325 kg i proporcji pozostałych składników ce-
ment : piasek : żwir – 1 : 2 : 4. Czas zagęszczania wyniósł 5 minut. Dla podanych
powyżej zmiennych czynników x_i ustalono dziedzinę eksperymentu, którą przed-
stawia tabela 1.

Przeprowadzone planowanie pozwoliło uzyskać funkcję w formie równania
drugiego stopnia:

$$Y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_{11}x_1^2 + a_{22}x_2^2 + a_{33}x_3^2 + a_{12}x_1 \cdot x_2 + \\ + a_{13}x_1 \cdot x_3 + a_{23}x_2 \cdot x_3$$

Tabela 1.

Dziedzina eksperymentu

Poziomy wariantowania	$x_1(A\hat{g}), g$	$x_2(A\hat{g}/A\hat{g})$	$x_3(w/c)$
Centrum eksperymentu, x_{0i}	2	3	0,45
Przedział wariantowania, Δx_i	0,82	1,65	0,05
Górny poziom, $x_{i(+1)}$	2,82	4,65	0,50
Dolny poziom, $x_{i(-1)}$	1,18	1,35	0,40

Stosując metodę najmniejszych kwadratów obliczono wartości współczynników a_i , odpowiednio, dla dwóch kryteriów optymalizacji:

$$R = 24,8 + 66x_1 + 60x_2 + 64x_3 - 35x_1^2 + 5,7x_2^2 - 5,8x_3^2 + 34x_1x_2 - 24x_1x_3 - 29x_2x_3 \quad (1)$$

$$\zeta = 2,347 + 0,25x_1 + 0,002x_2 + 0,076x_3 = 0,231x_1^2 + 0,014x_2^2 + 0,008x_3^2 - 0,009x_1x_2 - 0,101x_1x_3 - 0,002x_2x_3 \quad (2)$$

Modele statystyczne (1) i (2) sprawdzono według F-kryterium Fishera, z uwzględnieniem danych eksperymentalnych i teoretycznych. Zarówno na wytrzymałość R , jak i na gęstość ζ zasadniczy wpływ ma przyspieszenie w górnym położeniu formy $x_1(A\hat{g})$. Zwiększenie wartości $A\hat{g}$ powoduje wzrost wartości wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości pozornej betonu. Dla $A\hat{g} \leq 1g$ zagęszczenie mieszanki betonowej nie następuje. Przy wzroście $A\hat{g}$ do $3g$ wytrzymałość betonu na ściskanie znacznie wzrasta. Można przypuszczać, że przy dalszym wzroście przyspieszenia przyrost wytrzymałości będzie mniej znaczący, o czym świadczy wartość współczynnika przy x_1^2 ze znakiem minus.

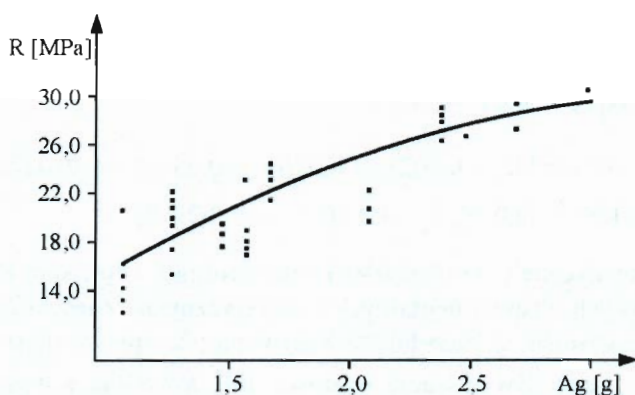
Drugą, co do ważności wielkością w modelach na R i ζ (kryteria optymalizacji tych cech podano na s. 124) jest efekt oddziaływania przyspieszenia w górnym punkcie oraz wskaźnika wodno-cementowego $x_1 x_3$, ponieważ współczynnik w równaniach (1), (2) ma znak minus. Świadczy to o możliwości zmniejszenia wartości w/c przy jednoczesnym zwiększeniu wartości górnego przyspieszenia $A\hat{g}$.

Wpływ asymetrii przyspieszeń jest mniej znaczący niż wzrost wartości górnego przyspieszenia. Jednakże w pewnym obszarze eksperymentu zauważa się wzrastający wpływ asymetrii drgań (x_2), o czym świadczy chociażby znak plus przy zmiennej x_2^2 .

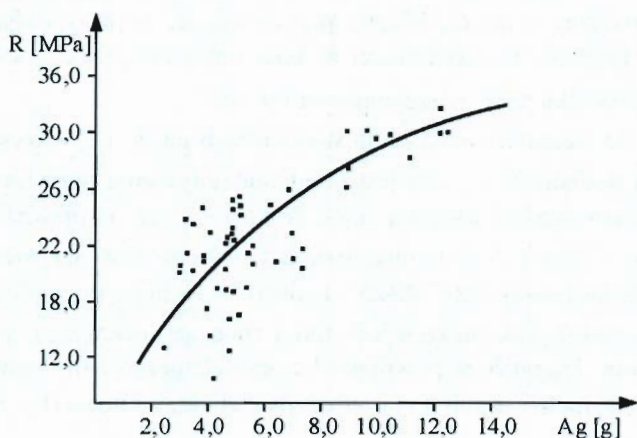
W celu potwierdzenia przedstawionego wyżej stopnia wpływu górnego i dolnego przyspieszenia na zmiany wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzono pasywny eksperyment. Przy zmiennych wartościach przyspieszenia górnego $A\hat{g}$ zagęszczano mieszankę betonową przy średnim zużyciu cementu 325 kg na 1 m^3 projektowanego składu betonu. Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono zależności korelacyjne (3) i (4) uzyskane z badań.

$$R^2 = -8563 A^2\hat{g} + 68688 A\hat{g} - 3290 \quad (3)$$

$$R^2 = 360 + 1000 A\tilde{g} - 190 A^2\tilde{g} \quad (4)$$



Rys. 2. Zależność wytrzymałości na ściskanie betonu od wielkości górnego przyspieszenia



Rys. 3. Zależność wytrzymałości na ściskanie betonu od wielkości dolnego przyspieszenia

W obszarze przyspieszeń od 1,5 do 3,0 g, dla jednostkowego przyspieszenia górnego, względny przyrost wytrzymałości na ściskanie betonu (rys. 2) wynosi $\Delta R / \Delta A\ddot{g} = 4$ MPa. Względny przyrost wytrzymałości dla dolnego przyspieszenia (rys. 3) w obszarze od 4 do 12 g równy jest $\Delta R / \Delta A\ddot{g} = 0,8$ MPa.

Z powyższego wynika, że na wytrzymałościowe charakterystyki betonu najbardziej wpływa wartość górnego przyspieszenia. Przyspieszenie to ma za zadanie równomierne rozłożenie poszczególnych cząstek mieszanki betonowej w objętości formowanego wyrobu. Przyspieszenie dolne komprimuje te cząstki, zagęszczając tym samym mieszankę betonową.

Porównanie niskoczęstotliwościowych uderzeniowo-wibracyjnych i średnioczęstotliwościowych reżimów drgań przeprowadzono na standzie przedstawionym na rysunku 1. Parametry drgań wibracji średnioczęstotliwościowej były następujące: częstotliwość 50 Hz, przyspieszenie 3,5–4 g. Z uwagi na zachowanie warunku jednakowej energii drgań w obu przypadkach, wibrację niskoczęstotliwościową realizowano z przyspieszeniem górnym $A\ddot{g} = 1,7$ g i dolnym $A\ddot{g} = 5$ g.

Jakość zagęszczania w warunkach niskoczęstotliwościowych i średnioczęstotliwościowych reżimów drgań porównywano na mieszankach betonowych o w/c od 0,4 do 0,52 (tab. 2). Jako spoiwo stosowano cement portlandzki klasy 42,5 (od 300 do 400 kg/m³). Zawartość piasku frakcji 0-5mm wynosiła od 508 do 681 kg/m³. Jako kruszywo grube stosowano tłuczeń granitowy frakcji 5–10 mm. Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach dojrzewania w warunkach normowych określono na kostkach sześciennych o wymiarze boku 10 cm.

Wyniki badań przedstawiono w tabeli 2.

Przedstawione w tabeli 2 wyniki badań wskazują, że wytrzymałość na ściskanie betonu, zagęszczonego według technologii niskoczęstotliwościowej wzrasta o 7–13% i jest większa w porównaniu z wytrzymałością przy zagęszczaniu z zastosowaniem technologii średnioczęstotliwościowej, szczególnie przy niższych zawartościach cementu w 1 m³ betonu.

Tabela 2.

Wyniki badań laboratoryjnych

Skład betonu [kg/m ³]				w/c	Konsystencja mieszanki betonowej, s*(cm**)	Wytrzymałość na ściskanie, [MPa]	% wzrostu wytrzymałości
cement	woda	piasek	tluczeń				
300	182	585	1365	0,607	24	17,7/15,4	13
300	187	590	1376	0,625	36	18,2/15,7	13,7
300	164	594	1387	0,540	40	16,7/15,1	9,6
300	144	669	1328	0,470	125	25,9/19,3	25,5
350	197	655	1217	0,561	(1)	20,3/19,1	5,9
350	168	681	1210	0,480	29	32,4/29,4	9,2
350	154	598	1282	0,440	43	33,7/32,5	3,6
400	235	529	1235	0,588	(1,5)	17,6/16,4	7,4
400	176	612	1215	0,440	27	34,4/34,2	0,6
400	192	508	1307	0,480	25	30,2/27,4	9,3
400	192	643	1143	0,480	103	26,9/22,5	16,4

* konsystencję w sekundach określono na wiskozymetrze technicznym

** konsystencja w cm według stożka opadowego

3. Podsumowanie

1. W pracy przeprowadzono optymalizację parametrów procesu wibracyjnego zagęszczania mieszanek betonowych.
2. Zarówno badania optymalizacyjne, jak i laboratoryjne pozwoliły określić wpływ przyspieszenia górnego i dolnego na jakość zagęszczania mieszanek betonowych w układzie niskoczęstotliwościowych parametrów drgań.
3. W zagęszczaniu różnorodnych mieszanek betonowych urządzenia formujące o wibrouderzeniowym charakterze drgań z częstotliwością 10–20 Hz, przyspieszeniem górnym 1,7 g i dolnym 5 g, są skuteczniejsze niż stoły wibracyjne pracujące w układzie wibracji standardowej (częstotliwość 50 Hz, przyspieszenie drgań 3,5–4 g).

Literatura

- [1] **Bołtryk M.:** *Rola wibracji w kształtowaniu właściwości cementowych ośrodków dyspersyjnych.* Warszawa-Białystok, PAN, KILiW, IPPT, 1999.
- [2] **Gusiew B.W., Zazimko W.G.:** *Wibracyjna technologia betonu.* Kijów, Budiwelnik, 1991.

**THE INFLUENCE OF THE ASYMMETRICAL VIBRATION NATURE ON
THE QUALITY OF THE CONCRETE MIXES CONDENSING**

Summary: In the work there are presented results of the optimising examinations of the concrete mixes condensing vibrating process. There was explained the influence of the upper and lower acceleration in a vibrostriking vibration set of the 10-20 Hz frequency. During the laboratory examinations there was confirmed the high effectiveness of the vibrostriking vibration nature of the devices with the upper acceleration 1.7 g and lower acceleration 5 g ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) in comparison with the standard vibrating devices (frequency 50 Hz, acceleration 3,5 – 4 g).

Key words: concrete, mixes condensing, asymmetrical vibration

Anna Kierklo, Rościsław Tribiło, Adam Walendziuk

ANALIZA NUMERYCZNA STANU WYTEŻENIA NIEJEDNORODNYCH STRUKTUR MATERIAŁOWYCH W PROBLEMACH STOMATOLOGII

Wykorzystując metodę elementów skończonych, zbadano wpływ wypełnienia amalgamatowego i kompozytowego na powierzchni zgryzowej na rozkład naprężeń w rejonie szyjki ludzkiego dolnego zęba przedtrzonowego z ubytkiem niepróchnicowego pochodzenia.

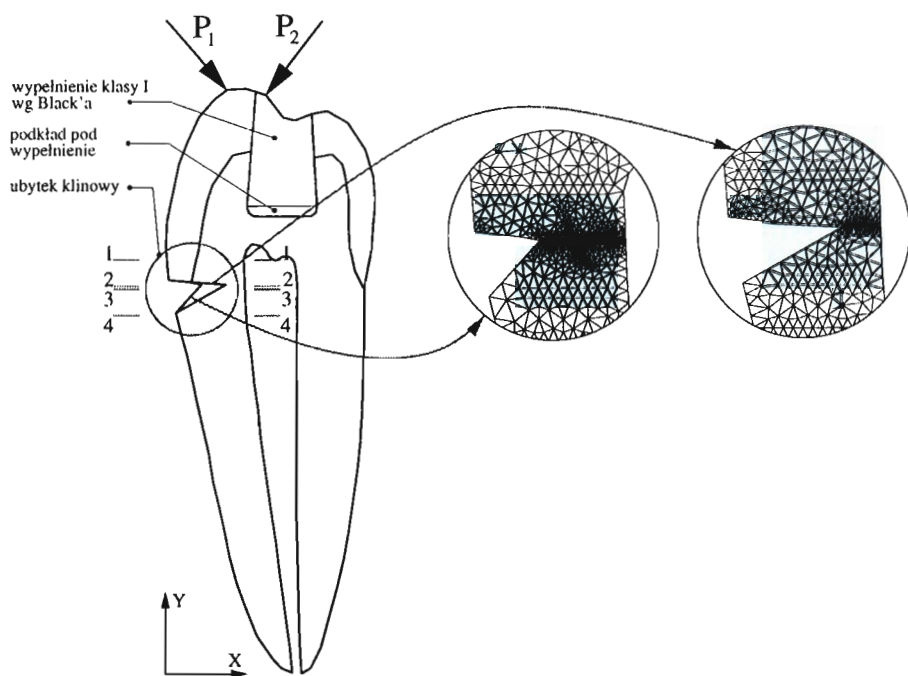
Słowa kluczowe: metoda elementów skończonych (MES), stan naprężeń, przyszyjkowe ubytki niepróchnicowe, powierzchnia zgryzowa

1. Wstęp

Zęby są narządem, który jest stale poddawany działaniu sił zewnętrznych w trakcie czynności gryzienia, żucia i połykania, a także parafunkcji. Sformułowano teorie, w których tłumaczy się powstawanie i rozwój niepróchnicowych ubytków przyszyjkowych, określanych jako ubytki klinowe lub abfrakcje [6], [14], [16], [20]. W wyniku analiz ustalono, że występowanie i utrzymywanie się przez dłuższy czas, w tej strefie, naprężeń rozciągających oraz ścinających prowadzi do utraty szkliwa i leżącej pod nim zębiny. Tworzą się charakterystyczne ostre kształty, twarde i gładkie ściany.

Często ubytki tego rodzaju występują w zębach, które już wcześniej zostały dotknięte próchnicą i mają wypełnione ubytki próchnicowe, np. na powierzchniach zgryzowych. Uwzględniając wyniki badań [3], [5], [8], wskazujących na osłabiający wpływ, jaki ma usuwanie tkanek podczas opracowywania ubytków, przeanalizowano wpływ wypełnienia na powierzchni zgryzowej na rozwój ubytków przyszyjkowych.

Celem pracy było zbadanie stanu naprężeń w rejonie szyjki dolnego przedtrzonowca z wypełnieniem I klasy wg Black'a przy użyciu modelu numerycznego. Przyjęto założenie, że obecność głębokiego wypełnienia na powierzchni zgryzowej,



Rys. 1. Analizowany model

wpływa niekorzystnie na rozkład naprężeń w przyszyjkowej części zęba. Dotychczas nie rozpatrywano takiego aspektu w rozwiązywaniu problemów metodami numerycznymi, skupiając się na analizie wyężeniowej w zębach zdrowych [10], [11].

2. Sformułowanie problemu i analiza numeryczna

Do badań wykorzystano komputerowy, dwuwymiarowy model ludzkiego dolnego zęba przedtrzonowego. Ząb ten ma w okolicy przyszyjkowej ubytek tkanek twardych o ostro schodzących się ścianach, odpowiadający niepróchnicowemu ubytkowi klinowemu rozpatrywanemu w dwóch wariantach: płytkim i głębokim (różniących się głębokością penetracji w tkankę zębiny o około 1mm), jak to pokazano na rysunku 2.1. Na powierzchni zgryzowej uformowano i wypełniono głęboki ubytek próchnicowy klasy I, o bocznych ścianach nieprostopadłych do dna ubytku i zaokrąglonych powierzchniach w strefie podkładu pod wypełnienie (rys. 2.1). Policzkowo-językowy przekrój zęba został zdyskretyzowany siatką elementów trój-

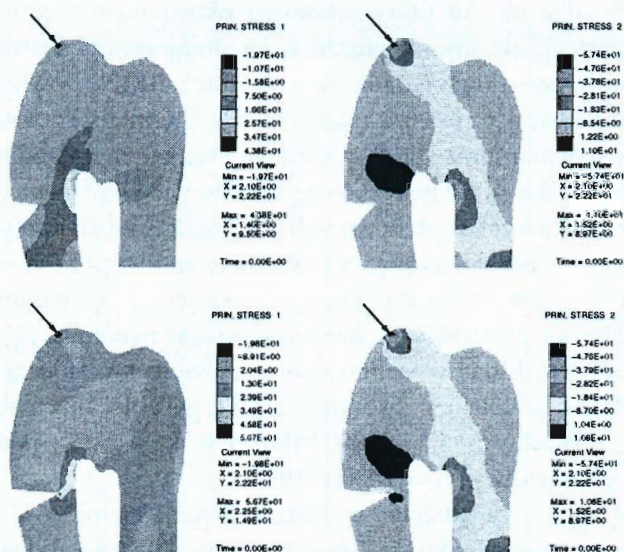
kątnych. W obszarze ubytku przyszyjkowego określono cztery reprezentatywne przekroje do określenia wartości naprężeń w tej strefie (rys. 2.1). Statyczne obciążenie zęba symulowano skupioną siłą P_1 o wartości 100 N, przyłożoną od strony policzkowej pod kątem 45° do guzka policzkowego w miejscu typowego kontaktu z zębem przeciwnym oraz siłą P_2 działającą pod kątem 45° od strony przeciwnej, na językowym stoku guzka policzkowego, w obrębie wypełnienia, co odpowiada kontaktowi w prawidłowym zwarcu centralnym podczas żucia i połykania [9]. Niezbędne do obliczeń właściwości sprężyste tkanek zęba i wypełnień, określone przez moduł Young'a (E) oraz liczbę Poisson'a (ν) przyjęto z opublikowanych danych w postaci uśrednionych wartości dla każdego rodzaju materiału [1], [2], [4], [12], [15]. W pierwszej serii badań wypełnieniem na powierzchni żującej był amalgamat ($E = 50000$ MPa), a w kolejnej – kompozyt z grupy polecanych do zębów bocznych, tzw. kondensowalnych ($E = 20000$ MPa). Cienką warstwę podkładu stanowił cement szklano-jonomerowy ($E = 10000$ MPa).

Numeryczną analizę zagadnienia wykonano metodą elementów skończonych w płaskim stanie naprężeń w zakresie liniowym. Dla każdego rodzaju wypełnienia i przypadku obciążenia wyznaczono wektor naprężeń głównych $\sigma_{gl}^T = \{\sigma_1, \sigma_2\}$, sporządzono mapy ilustrujące ich rozkład (rys. 2.2 i 2.3) oraz wyznaczono naprężenia zredukowane σ_{red} wg zmodyfikowanej hipotezy wyężeniowej Beltramiego [13].

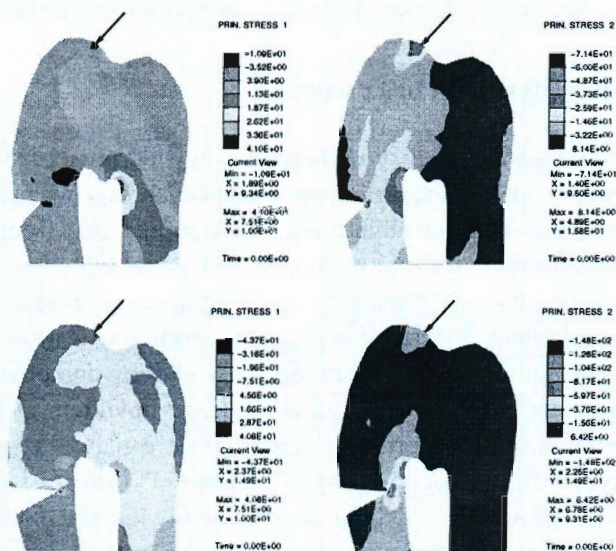
3. Wyniki analizy, dyskusja oraz wnioski

Porównując otrzymane z analizy numerycznej wyniki stwierdzono, że wartości naprężeń głównych σ_1, σ_2 oraz naprężeń zredukowanych σ_{red} wykazują istotne różnice w zależności od głębokości ubytku oraz od kierunku obciążenia korony zęba. W przypadku wariantowania rodzaju materiału użytego do odbudowy ubytku na powierzchni żującej, tak dla amalgamatu jak i dla kompozytu, rozkłady naprężeń σ_1 i σ_2 oraz σ_{red} jest podobny, wykazując nieznaczne różnice w wartościach.

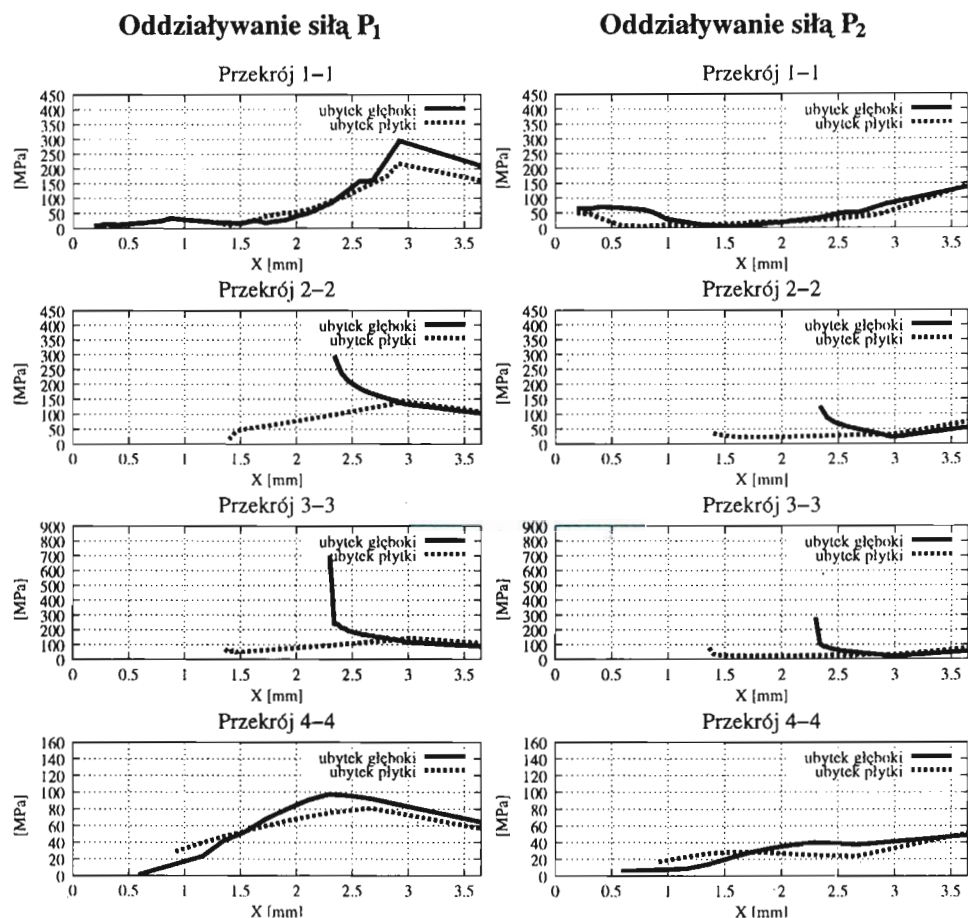
Największy gradient naprężeń obserwuje się w okolicy dna ubytku przyszyjkowego, tworzącego ostre naroże, zwłaszcza w modelu z ubytkiem głębokim (rys. 2.2 i 2.3). W strefie tej powstają naprężenia rozciągające o najwyższych wartościach, 60 MPa (σ_1) przy sile działającej od strony policzkowej P_1 oraz ściskających, 44 MPa (σ_2) przy sile odjęzykowej P_2 . Zębina otaczająca ubytek jest poddawana ściskaniu 30–60 MPa, bądź też, co jest znacznie gorzej przez nią tolerowane, rozciąganiu 13–30 MPa. Zwraca uwagę koncentracja i wzrost wartości naprężeń głównych w tkance przylegającej do komory zęba. Jest to spowodowane anatomią, tzn. obecno-



Rys. 2. Rozkład naprężeń σ_1, σ_2 powstałych przy działaniu siły P_1 (ubytek płytki i głęboki, wypełnienie–amalgamat)



Rys. 3. Rozkład naprężeń σ_1, σ_2 powstałych przy działaniu siły P_2 (ubytek płytki i głęboki, wypełnienie–amalgamat)



Rys. 4. Naprężenia zredukowane σ_{red} w przekrojach w strefie ubytku klinowego

ścią i ukształtowaniem jamy zęba. Wykresy naprężeń zredukowanych w poszczególnych warstwach przekrojów przez zębinę w strefie ubytków przyszyjkowych przedstawiono na rysunku 3.1. Różnice między wartościami naprężeń σ_{red} dla amalgamatu i kompozytu jako wypełnień na powierzchni zgryzowej, są niewielkie. Decydujący wpływ na wartości naprężeń ma przede wszystkim głębokość ubytku klinowego. W zębinie bezpośrednio otaczającej ubytek, a zwłaszcza w jego dnie, wzrost wartości σ_{red} w porównaniu z ubytkami płytkimi jest 2-3 krotny (przekrój 2-2 i 3-3). Decyduje o tym ostre naroże i mała masa zębiny w tym miejscu. Znaczne wartości naprężeń σ_{red} występują także przy ścianie komory w przekroju 1-1 (rys. 3.1). W przypadku

plytszych ubytków przyszyjkowych naprężenia σ_{red} w zębinie wykazują zbliżone wartości, wzrastają zaś w tkankach położonych przy ścianie komory, podczas gdy na przekrojach bezpośrednio przez ubytek głęboki obserwuje się zmniejszenie wartości σ_{red} przy oddziaływaniu siłą P_I na koronę.

Otrzymane wyniki wskazują, że powstający pod wpływem sił żucia stan naprężeń w strefie ubytku przyszyjkowego zęba, mającego wypełnienie na powierzchni zgryzowej, uzależniony jest przede wszystkim od głębokości istniejącego już ubytku klinowego. W tkankach otaczających ubytki płytsze generowane są naprężenia o mniejszych wartościach i znacznie korzystniejszym rozkładzie (ściskanie). Wraz z pogłębianiem się ubytków przyszyjkowych dominujące stają się naprężenia rozciągające, koncentrujące się wokół dna i ścian ubytku. Charakteryzujące ten stan wartości σ_{red} są bliskie granicy wytrzymałości zębiny przyjętej w kryterium naprężeniowym [13]. Wiadomo, że tkanki zęba są bardziej odporne na ściskanie, gdyż zębina wytrzymuje 280 MPa, a nawet 370 MPa [15], [17], podczas gdy w przypadku rozciągania, jedynie 30-65 MPa [17] lub wg innego źródła 31-104 MPa [15].

W badaniu stosowano obciążenie izolowaną siłą, przyłożoną w jednym punkcie. Należy jednak pamiętać, że klinicznie mamy do czynienia z obciążeniami działającymi w wielu miejscach jednocześnie [3], [8], [18]. Efekty ich działań sumują się i skutek może być zwielokrotniony. Ponadto, u osób z bruksizmem siły działające na ząb mogą wynosić nawet 500–700 N [3], [7]. Dlatego stan naprężeń powstały wokół głębokiego ubytku klinowego sprzyja zagrożeniu dalszą destrukcją zębiny i może powodować pogłębianie się zmian. Porównanie tych wyników z danymi uzyskanymi w pracy dotyczącej zęba ze zdrową powierzchnią żującą [10] dowodzi, że zarówno wielkości, jak i rozkłady naprężeń w obu badaniach są zbliżone. Wskazywałoby to na brak bezpośredniego wpływu obecności wypełnienia zgryzowego na stan naprężeń w okolicy szyjki zęba. Wynika to z faktu, że prawidłowo wykonane wypełnienie klasy I powoduje taki efekt współpracy zębiny z materiałem wypełnienia, który prowadzi do rozkładu naprężeń o wartościach zbliżonych do stanu w zębie bez tego wypełnienia.

W przeprowadzonych badaniach przyjęto, że styk wypełnienia i tkanek nie wykazuje defektów w postaci nieciągłości. Brak ciągłości na powierzchni styku w wyniku uszkodzenia materiału lub próchnicy wtórnej wokół ubytku powodowałby różną pracę obu ośrodków. Wymaga to dalszych badań w tym zakresie.

W pracy przyjęto kształt ubytku na powierzchni zgryzowej, uwzględniając doniesienia o wpływie wymiarów preparacji, zwłaszcza głębokości, na wytrzymałość zęba oraz pamiętając o zaokrągleniu powierzchni opracowywanego ubytku w celu

uniknięcia koncentracji naprężeń w tej strefie [2], [3], [5], [18], [19].

Użycie różnych materiałów, o właściwościach mechanicznych zalecanych do rekonstrukcji ubytków w zębach bocznych, w przypadku tego badania nie wykazało różnic. Tak amalgamat jak i kompozyt, pomimo 2-5 krotnej różnicy wartości modułu sprężystości, okazały się jednakowo przydatne; wywołując podobny efekt. Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować wniosek, że prawidłowo wykonane, tak pod względem szczelności, jak i ukształtowania ubytku oraz doboru materiału, wypełnienie na powierzchni zgryzowej nie wykazuje istotnych różnic w stanie naprężeń w strefie ubytku przyszyjkowego w porównaniu z zębem bez takiego wypełnienia–zębem zdrowym. Do opracowania prezentowanych wyników, przydatna okazała się, po raz kolejny, metoda numeryczna, która zrealizowana została z wykorzystaniem komputerowego modelu tkanek twardych.

L i t e r a t u r a

- [1] **Abe Y., Lambrechts P., Inoue S., Braem M. J. (i in.):** Dynamic elastic modulus of packable composites. *Dental Materials*, vol. 17, no. 6, 2001, pp. 520-525.
- [2] **Arola D., Galles L.A., Sarubin M.F.:** A comparison of the mechanical behavior of posterior teeth with amalgam and composite MOD restorations. *Journal of Dentistry*, vol. 29, no. 1, 2001, pp. 63-73.
- [3] **Burke F. J.:** Tooth fracture in vivo and in vitro. *Journal of Dentistry*, vol. 20, no. 3, 1992, pp. 131-139.
- [4] **Gladys S., van Meerbeek B., Braem M., Lambrechts P., Vanherle G.:** Comparative physico-mechanical characterization of new hybrid restorative materials with conventional glass-ionomer and resin composite restorative materials. *Journal of Dental Research*, vol. 76, no. 4, 1997. pp. 883-894.
- [5] **Goel V. K., Khera S., Gurusami S., Chen R.:** Effect of cavity depth on stresses in a restored tooth. *Journal of Prosthetic Dentistry*, vol. 67, no. 2, 1992, pp. 174-183.
- [6] **Grippio J. O., Simring M.:** Dental erosion revisited. *JADA*, vol. 126, no. 5, 1995, pp. 619-630.

- [7] **Halachmi M., Gavish A., Gazit E. (i in.):** Splints and stress transmission to teeth: an in vitro experiment. *Journal of Dentistry*, vol. 28, no. 7, 2000, pp. 475-480.
- [8] **Jantarat J., Palamara J., Messer H.:** An investigation of cuspal deformation and delayed recovery after occlusal loading. *Journal of Dentistry*, vol. 29, no. 5, 2001, pp. 363-370.
- [9] **Khera S., Carpenter C. W., Yetter J. D., Staley R.:** Anatomy of cusps of posterior teeth and their fracture potential. *Journal of Prosthetic Dentistry*, vol. 64, no. 2, 1990, pp. 139-147.
- [10] **Kierklo A.:** Wpływ ubytku klinowego na stan wyężenia twardych tkanek zęba. *Czasopismo Stomatologiczne*, t. LII, nr 6, 1999, s. 355-360.
- [11] **Kierklo A.:** Leczenie ubytków klinowych lub przyszyjkowych niepróchnicowego pochodzenia w aspekcie rozkładu naprężeń. *Czasopismo Stomatologiczne*, t. LIII, nr 11, 2000, s. 674-679.
- [12] **Kierklo A., Tribińto R., Walendziuk A.:** Zanik wyrostka zębowołowego a stan wyężenia w tkankach zęba i przyzębiu. *Czasopismo Stomatologiczne*, t. XLIX, nr 7, 1996, s. 487-494.
- [13] **Kierklo A., Tribińto R., Walendziuk A.:** Studium hipotez wytrzymałościowych tkanek twardych kości i zęba. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo*, z. 16, 1997, s. 95-106.
- [14] **Lee W.C., Eakle W.S.:** Stress-induced cervical lesions: Review of advances in the past 10-years, *Journal of Prosthetic Dentistry*, vol. 75, no. 5, 1996, pp. 487-494.
- [15] **Marshall G.W., Balooch M., Gallagher R.R., Gansky S.A., Marshall S.J.:** Mechanical properties of the dentinoenamel junction: AFM studies of nanohardness, elastic modulus, and fracture. *Journal of Biomedical Materials Research*, vol. 54, no. 1, 2001, pp. 87-95.
- [16] **Palamara D., Palamara J.E.A., Tyas M.J., Messer H.H.:** Strain patterns in cervical enamel of teeth subjected to occlusal loading. *Dental Materials*, vol. 16, no. 6, 2000, pp. 412-419.

- [17] **Pearson G.J., Jacobsen P.H.:** Properties of restorative materials. in: *Conservative Dentistry*, Jacobsen P.H. (ed.), Churchill Livingstone, Edinburgh London Melbourne and New York 1990, pp. 59-69.
- [18] **Rees J.S.:** The role of cuspal flexure in the development of abfraction lesions: a finite element study. *European Journal of Oral Sciences*, vol. 106, 1998, pp. 1028-1032.
- [19] **Rees J. S., Jacobsen P. H.:** The effect of cuspal flexure on a buccal Class V restoration: a finite element study. *Journal of Dentistry*, vol. 26, no. 4, 1998, pp. 361-367.
- [20] **Spranger H.:** Investigation into the genesis of angular lesions as the cervical region of teeth. *Quintessence International*, vol. 26, no. 2, 1995, pp. 149-154.

NUMERICAL ANALYSIS OF STRESS DISTRIBUTION IN NONHOMOGENEOUS MATERIAL STRUCTURES OF DENTISTRY PROBLEMS

S u m m a r y

The aim of this study was to use the Finite Element Method to examine the effect that an existing occlusal amalgam or composite restoration might have on the stress patterns at the cervical region with non-carious lesion of a human lower premolar. The hypothesis used was that the presence of a Class I restoration would effect unfavourable cervical stress distribution under occlusal loading. It was found that the greatest concentration of the highest stresses was observed in the angular corner and the dentine adjacent a deep cervical cavity, whereas the distribution of stresses around the shallow one was the better. In conclusion, the state of cervical stresses which was proved in this study was independent on the correctly modeled occlusal filling, thanks to the joint action of this restoration with tooth's structures.

Key words: finite element analysis, state of stresses, noncarious lesions, occlusal restoration

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

Małgorzata Lelusz

ANALIZA METOD OKREŚLANIA MROZOODPORNOŚCI BETONU

Streszczenie: W pracy przedstawiono przegląd metod określania mrozoodporności betonu oraz wyniki weryfikacyjnych badań własnych metody określania mrozoodporności opartej na ocenie kinetyki kapilarnego podciągania wody w podciśnieniu.

Słowa kluczowe: beton, mrozoodporność betonu

1. Wstęp

Beton jest w budownictwie podstawowym tworzywem konstrukcyjnym. Służy do wykonywania wszelkiego rodzaju budowli o bardzo zróżnicowanej funkcji i warunkach eksploatacji. Powinien on spełniać rolę materiału pracującego bez pogorszenia jakości przez wiele lat, czyli być materiałem trwałym. Obecnie jednym z ważniejszych problemów budownictwa jest zapewnienie trwałości konstrukcji. Głównym kryterium wskazującym na trwałość betonu jest w naszym klimacie mrozoodporność.

Od kilku lat trwają prace, których celem jest wyselekcjonowanie najlepszych metod oznaczania trwałości betonu i wprowadzenie ich do przyszłej Normy Europejskiej [27]. W badaniach mających na celu określenie wiarygodności i powtarzalności wyników, przy zastosowaniu różnych metod oznaczania mrozoodporności betonu, uczestniczą laboratoria badawcze z kilkunastu państw europejskich. W ocenie bierze się pod uwagę następujące przesłanki:

- metody powinny umożliwiać klasyfikowanie betonów o niskiej, średniej i wysokiej mrozoodporności,
- procedury badawcze powinny być łatwe do przeprowadzenia,
- metody powinny umożliwiać ocenę przebiegu niszczenia związanego z powierzchniowym łuszczeniem oraz uszkodzeniem „wnętrza” betonu.

2. Metody określania mrozoodporności betonu

2.1. Metody bezpośrednie określania mrozoodporności betonu

To, czy beton jest mrozoodporny w wymaganym stopniu, bada się przede wszystkim metodami bezpośrednimi.

- Najczęściej stosowaną miarą mrozoodporności betonu (m.in. wg PN-88/B-06250 [20]) jest średni spadek wytrzymałości na ściskanie po określonej liczbie cykli zamrażania i rozmrażania do wytrzymałości próbek wzorcowych. Ten sposób oceny mrozoodporności betonu od dawna budził wątpliwości. Próbkki betonowe są rozpulchnione i mają nierówne płaszczyzny po zrealizowaniu cykli przemiennego zamrażania i rozmrażania. Przy badaniach na ściskanie możliwa jest redystrybucja naprężeń i częściowe odciążenie słabej strefy próbki. Powstałe rysy i pęknięcia mają większe znaczenie dla wytrzymałości na rozciąganie i dla modułu sprężystości niż dla wytrzymałości na ściskanie.
- Inną metodą, według ASTM C666 oraz norm brytyjskich [17], jest ocena zmian dynamicznego modułu sprężystości betonu, narażonego na działanie mrozu. Przy określaniu mrozoodporności betonu tą metodą, na wielkość pomiaru wpływają zmiany wilgotności i temperatury próbek i otoczenia w miejscu prowadzenia doświadczeń. Po cyklach przemiennego zamrażania i rozmrażania pomiary prędkości fal ultradźwiękowych za pomocą betonoskopu są obarczone znacznymi błędami.
- W budownictwie hydrotechnicznym mrozoodporność może być oceniana na podstawie zmiany wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu próbek w postaci belek, po wymaganej liczbie cykli zamrażania i rozmrażania według normy [2].
- Kolejnym sposobem oceny mrozoodporności betonu (PN-88/B-06250 [20]) jest określenie wielkości uszkodzeń powierzchniowych (złuszczenia i odpryski) pod wpływem przemiennego zamrażania i rozmrażania. Metodę tę można zastosować jako kryterium uzupełniające, umożliwiające ilościową ocenę próbek o wyraźnych i znacznych ubytkach, których zbadanie w inny sposób jest technicznie trudne lub wręcz niemożliwe.
- Do oceny mrozoodporności betonu Fic [7] proponował zastosowanie metody udarowej. Metoda ta daje możliwości dokonania wyboru betonu, który przy założonej liczbie cykli zamrażania i rozmrażania wykazałby najmniejszy spadek wytrzymałości na uderzenie i jednocześnie byłby najbardziej odporny, spośród grupy badanych betonów, na działanie mrozu.
- Znane są próby wykorzystania, jako wielkości kryterialnej w ocenie skutków przemiennego zamrażania i rozmrażania betonu, prędkości fal ultradźwiękowych [11, 12]. Wyniki badań Kledyńskiego [13] wskazują na ograniczoną przy-

datność metody powierzchniowego pomiaru czasu przejścia sygnału ultradźwiękowego, do oceny stopnia destrukcji mrozowej betonu. Wynika to z niemożności przeprowadzenia pomiarów na próbkach częściowo uszkodzonych (brak sprzężenia) i małej czułości metody w najbardziej istotnym przedziale niewielkich, kilkunastoprocentowych spadków wytrzymałości.

- Inna metodą jest badanie wskaźników wodoszczelności. Trudności techniczne przy badaniu stopnia wodoszczelności betonów zamrażanych polegają na konieczności nakładania szczelnych powłok żywicznych na wilgotne powierzchnie próbek, ponadto po większej liczbie cykli zamrażania i rozmrażania zasadniczym utrudnieniem (przy uszczelnianiu ścian próbek) stają się powierzchniowe uszkodzenia mrozowe. Stopień wodoszczelności nie jest miarodajny ze względu na wpływ powierzchniowego osuszania próbek przed położeniem na nie izolacji oraz na redystrybucję zawartej w betonie wilgoci.
- Ocena makroskopowa. Ustalane są skale odporności na zamrażanie, a odpowiednie stopnie tych skal są określane opisowo, z uwzględnieniem charakterystycznych uszkodzeń materiału, właściwych dla zaawansowanych procesów destrukcji mrozowej.

Wszystkie metody bezpośrednie badania mrozoodporności betonu są czasochłonne, energochłonne i nie zawsze dają jednoznaczne wyniki.

2.2. Metody pośrednie określania mrozoodporności betonu

Opracowanie właściwych receptur betonu mrozoodpornego wymaga sprawowania często wielu różnych wariantów składu mieszanki. Czas ustalenia recepty wydłuża się wówczas znacznie. Podobne problemy występują w kontroli jakości robót. Często po okresie przeprowadzania badania jakakolwiek interwencja przestaje być możliwa. By temu zaradzić poszukuje się pośrednich metod oceny mrozoodporności betonu i jego składników (kruszywa i cementu). Metody te polegają na określeniu zależności mrozoodporności betonu (określonej metodami bezpośrednimi) od przyjętego kryterium mrozoodporności. Kryteria takie określało wielu badaczy.

- Wielkości kryterialne, które przyjął Gorczakow [10] to porowatość kapilarna oraz stosunek porowatości kontrakcyjnej do kapilarnej.
- Wymagana ilość porów wolnych od wody, która pomieściłaby przyrost objętości wynikający z przejścia fazowego wody w lód, stała się podstawą kryterium mrozoodporności betonu w metodzie opracowanej przez Szejkina [23, 24].
- W kolejnej metodzie wielkością kryterialną jest współczynnik kompensacyjny, określany jako stosunek objętości wszystkich porów zamkniętych (kontrakcyj-

nych w betonie i powietrznych w zagęszczonej mieszance betonowej) do objętości porów wypełnionych wodą.

- „Zmodyfikowana rezerwa próżni i wytrzymałość betonu na rozciąganie są wielkościami kryterialnymi do oceniania mrozoodporności betonu w metodzie opracowanej przez Gierycha [8]. Metoda ta stała się podstawą późniejszej normy BN-74/6739-03 [3].
- Wielkością kryterialną służącą do oznaczania mrozoodporności betonu według Gorczakowa [9] jest stosunek sumy objętościowej zawartości stwardniałego zaczynu cementowego i porów ulegających nasączeniu wodą przy ciśnieniu atmosferycznym do objętości porów ulegających nasączeniu w próżni.
- W metodzie „sorbcyjnej” [18] kryterium do oznaczania mrozoodporności określane jest jako stosunek objętości porów zamkniętych (niewypełniających się wodą po zanurzeniu próbki w wodzie) do objętości wody zamarzającej w strukturze porowej w danej temperaturze.
- Zależność pomiędzy współczynnikiem dyspersji porów powietrznych a mrozoodpornością betonu jest podstawą metody według normy ASTM C 457-90 [139].
- Krytyczny stopień nasycenia (określany dla próbek nasączanych w podciśnieniu) i maksymalny stopień nasycenia kapilarnego są wielkościami kryterialnymi kolejnej metody określania mrozoodporności betonu według norm szwajcarskich [5, 6].
- Współczynnik struktury porowatości jest wielkością kryterialną służącą do prognozowania mrozoodporności betonu według Mikosia [84].
- Kryterium kolejnej metody [16] jest zmiana wytrzymałości na ściskanie próbek betonu, wywołana przejściem wody w lód, w zakresie temperatury, przyjętym w normowych badaniach mrozoodporności.

Rozwijane są również metody badań pośrednich mrozoodporności kruszyw, kamienia budowlanego i ceramiki. Kryteriami tych metod są:

- Wskaźnik spodziewanej trwałości EDF, który wylicza się na podstawie objętości całkowitej porów zajętych przez rtęć oraz na podstawie mediany średnic tych porów. Wielkości te wyznaczane są metodą porozymetrii rtęciowej [21].
- Wskaźnik IPIT – ilość (w mililitrach) wody, która wchodzi w pory kruszywa w czasie 14 minut nasączania wymuszonego ciśnieniem 0,241 MPa jest kryterium innej metody określania mrozoodporności kruszywa [21].
- Kolejnym kryterium mrozoodporności jest różnica odkształcenia ochładzanej próbki kruszywa (wraz z zawartą w nim wodą) w stosunku do próbki porównawczej, badanej jednocześnie, ale bez wody (nasączonej czterochlorkiem węgla). Metodę tę, nazywaną RAO zaproponował Rusin [21, 22]. Analogiczną metodę w zastosowaniu do betonów opisali Dolgopolow i inni [4].

- Nasiąkliwość „na gorąco” i absorpcja kapilarna (podciąganie kapilarne) po 7 i 24 godzinach kontaktu materiału z wodą są kryterium mrozoodporności materiałów ceramicznych w metodzie, którą przedstawiła Żygadło [29].

Różnorodność metod pośrednich i mnogość wielkości kryterialnych przyjmowanych do oceny mrozoodporności betonu, świadczą o złożoności i wadze zagadnienia. Żadna z powyższych metod nie została przyjęta za ogólnie obowiązującą. Powyższe kryteria pozwalają zaledwie częściowo określić jakość betonu i tym samym przewidywać jego mrozoodporność. Żadna z nich nie daje ogólnej odpowiedzi na pytanie o możliwość przeciwstawiania się betonu (materiału kompozytowego) destrukcyjnemu działaniu mrozu.

3. Badania własne

W celu weryfikacji laboratoryjnej metody określania mrozoodporności opartej na ocenie kinetyki kapilarnego podciągania wody w podciśnieniu przeprowadzono badania laboratoryjne na mrozoodporność zaczynów, zapraw i betonów.

- *Pierwszy etap badań własnych*

Badania własne nad mrozoodpornością przeprowadzono dwiema metodami: metodą według EMPA [5, 6] opartą na ocenie kinetyki kapilarnego podciągania wody w podciśnieniu, oraz metodą zwykłą według PN-88/B-06250 [20].

Sprawdzono mrozoodporność zaczynu (o W/C = 0,27) i zaprawy (o C:P:W = 1:3,5:0,55 i konsystencji 7,1 cm stożka opadowego).

Metoda według EMPA [5, 6] opiera się na wyznaczeniu krytycznego stopnia nasycenia S_{kr} i maksymalnego stopnia nasycenia kapilarnego $S_{E(kap)}$. Po wyznaczeniu tych wartości uzyskuje się mrozoodporność ΔS według wzoru:

$$\Delta S = S_{kr} - S_{E(kap)} \quad [-] \quad (1)$$

gdz:

$\Delta S \geq 0,05 \Rightarrow$ wysoka mrozoodporność

$\Delta S \leq 0,00 \Rightarrow$ niska mrozoodporność

Określone w trakcie badania parametry pozwalają obliczyć:

- gęstość pozorną suchą:

$$\rho_{R105} = \frac{M_{105}}{V_E} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (2)$$

- porowatość ogólną:

$$n = \left(\frac{M_{TOT} - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \frac{V_{TOT} - V_E}{V_E} \right) 100 \quad [\%] \quad (3)$$

- gęstość właściwą:

$$\rho_{105} = \rho_{R105} \cdot \frac{100}{100 - n} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (4)$$

- stopień nasycenia po zakończeniu nasycania kapilarnego:

$$S_E = \frac{(M_E - M_{105})}{\rho_w \cdot V_E \cdot n} 100 \quad [-] \quad (5)$$

- stopień nasycenia po pierwszych 6 cyklach zamrażania:

$$S_{06} = \frac{\frac{(M_{01} + M_{61})}{2} - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E \cdot n} 100 \quad [-] \quad (6)$$

lub

$$\delta_{06} = S_{06} - S_E \quad [-] \quad (7)$$

- zmiany objętości wynikającej z 6 pierwszych cykli zamrażania:

$$\delta V_{06} = \frac{V_{61} - V_E}{V_E} 1000 \quad [^\circ/\text{oo}] \quad (8)$$

- krytyczny stopień nasycenia:

$$S_{kr} = \bar{S}_E + \delta S_{kr} \quad (9)$$

gdzie: $\delta S_{kr} = \delta S_{06}$, dla których zmiana objętości V_{06} jest średnio $1^\circ/\text{oo}$.

- stopnia nasycenia:

$$S_i = \frac{M_i - M_{105}}{M_{TOT} - M_{105}} \quad [-] \quad (10)$$

- maksymalny stopień nasycenia kapilarnego:

$$S_{E(kap)} = \frac{M_E - M_{105}}{M_{TOT} - M_{105}} \quad [-] \quad (11)$$

Oznaczenia do wzorów (2+11):

- M – masa próbki,
 V – objętość próbki wyznaczona na podstawie ważenia nad wodą i pod wodą,
 A – postać dostarczania,
50 – po dwóch dniach suszenia w 50°C (początek próby absorpcji),
 t – w czasach $t = 3, 24, 48, \dots, 168, 336$ godzin,
 E – po 7 dniach przechowywania w wodzie (koniec próby absorpcji),
 TOT – po nasycaniu próżniowym,
105 – po 3 dniach suszenia w 105°C,
Średnie wartości cech zaczynu i zaprawy zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Wyniki badań nad mrozoodpornością zaczynu i zaprawy według EMPA [5, 6]

Badana cecha	Zaczyn	Zaprawa
Gęstość pozorna sucha ($\bar{\rho}_{R105}$)	1960,74 kg/m ³	2126,13 kg/m ³
Porowatość ogólna ($\bar{n}$)	25,84%	15,44%
Gęstość właściwa ($\bar{\rho}_{105}$)	2640,83 kg/m ³	2514,41 kg/m ³
Stopień nasycenia po zakończeniu nasycania kapilarnego ($\bar{S}_{Ei}$)	1,003	1,009
Stopień nasycenia po pierwszych 6 cyklach zamrażania i rozmrażania ($\bar{S}_{06}$)	0,999	1,008
($\delta \bar{S}_{06} = \bar{S}_{06} - \bar{S}_{Ei}$)	-0,004	-0,001
Zmiana objętości wynikająca z pierwszych 6 cykli zamrażania i rozmrażania ($\delta \bar{V}_{06}$)	-3,431	-1,540
δS_{kr} (wyznaczony graficznie według [149, 150])	0,01	0,01
Krytyczny stopień nasycenia $S_{kr r}$	1,013	1,019
Stopień nasycenia po dwóch dniach suszenia w temperaturze 50°C ($\bar{S}_{50}$)	0,072	0,115
Stopień nasycenia po 24 godzinach nasycania ($\bar{S}_{24}$)	0,931	0,921
Stopień nasycenia po zawilgotnieniu górnej powierzchni (dla zaczynu 120 godz., dla zaprawy 72 godz.)	0,962	0,951
Stopień nasycenia po zakończeniu nasycania kapilarnego $S_{Ei(kap.)}$	1,031	1,054
Mrozoodporność ΔS	-0,041 niska mrozoodporność	-0,012 niska mrozoodporność

Po zakończeniu badań według PN-88/B-06250 [20] uzyskano następująca wyniki:

- zaczyn: ubytek masy 1,54%; spadek wytrzymałości 18,9%
- zaprawa: ubytek masy 1,48%; spadek wytrzymałości 12,1%

Spadek wytrzymałości i ubytek masy mieszczą się w dopuszczalnych granicach uznano więc, że zarówno zaczyn jak i zaprawa mają mrozoodporność F50.

Porównanie wyników badań własnych przeprowadzonych dwiema metodami (wg metody zwykłej wg PN-88/B-06250 [20] i metody wg EMPA [5, 6]) dało odmienne rezultaty.

Przyczyny powyższej rozbieżności wyników mogą być następujące:

- zbyt mała liczba cykli zamrażania i rozmrażania próbek badanych wg metody zwykłej PN-88/B-06250 [20],
- zbyt niskie podciśnienie (10^{-3} mBa) podczas nasączania próbek badanych według EMPA [5, 6],
- zbyt krótki czas przebywania próbek w podciśnieniu w trakcie badania według EMPA [5, 6],

W drugim etapie badań analizowano powyższe przesłanki.

• Drugi etap badań własnych

Drugi etap badań własnych obejmował optymalizację czasu przebywania próbek w podciśnieniu i wartość podciśnienia oraz rozmiaru próbek. Badania przeprowadzono zgodnie z zasadami planowania eksperymentu według planu ortogonalnego Boxa-Wilsons dla 3 zmiennych na pięciu poziomach zmienności. Dzielnicę eksperymentu przedstawiono w tabeli 2., a plan eksperymentu w tabeli 3.

Badanie wykonano na betonowych próbkach sześciennych $100 \times 100 \times 100$ mm, walcowych o wymiarach $\phi = 80$ mm i $h = 80$ mm oraz walcowych o wymiarach $\phi = 42$ mm i $h = 42$ mm.

Tabela 2.

Dziedzina eksperymentu

Czynniki zmienne	Jednostka miary	Poziom zmienności				
		-2	-1	0	1	2
Wskaźnik wodno-cementowy (W/C)	–	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
Czas przebywania próbek w podciśnieniu (t_p)	h	3	8	13	18	23
Wartość podciśnienia (P)	MPa	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09

Tabela 3.

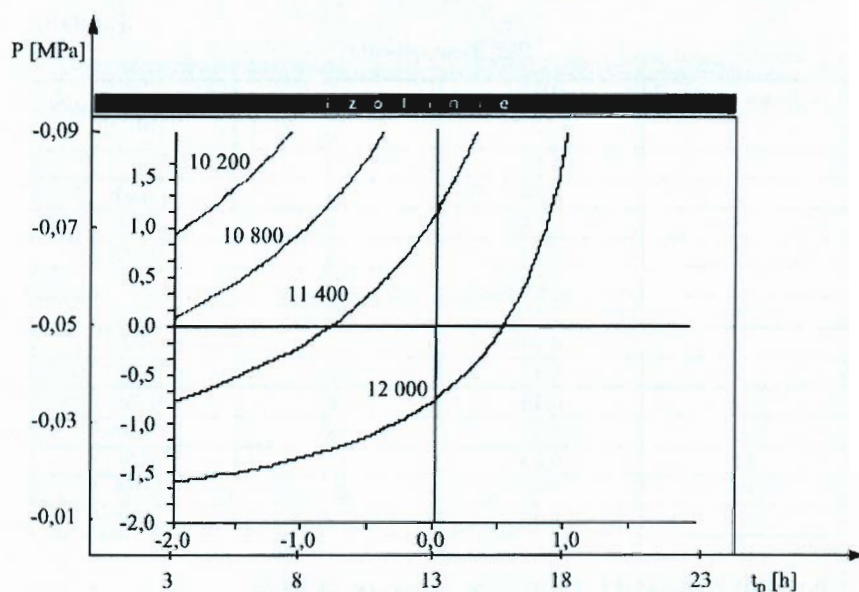
Plan eksperymentu

Numer serii	W/C [-]	t_p [h]	P [MPa]
1	0,50	13	0,05
2	0,50	23	0,05
3	0,55	8	0,05
4	0,60	8	0,03
5	0,60	23	0,07
6	0,60	13	0,01
7	0,55	3	0,09
8	0,50	18	0,01
9	0,45	18	0,09
10	0,40	8	0,01
11	0,40	13	0,09
12	0,40	23	0,03
13	0,45	3	0,07

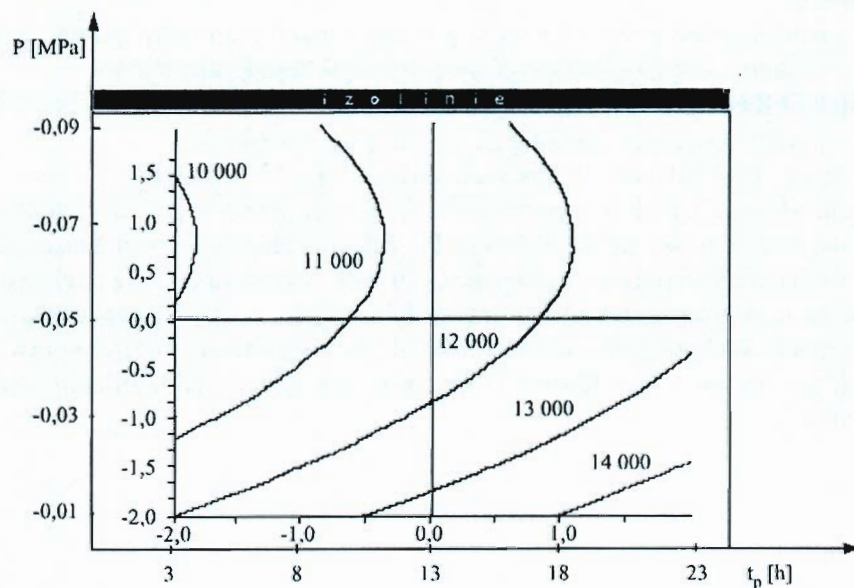
Na podstawie interpretacji izolinii (rys. 1÷3) stwierdzono:

- wymiary próbek mają bardzo duży wpływ na uzyskiwane wyniki.
- wraz ze wzrostem rozmiarów próbek trzeba koniecznie zwiększać wartości podciśnienia,
- optymalna wartość podciśnienia dla poszczególnych rozmiarów próbek wynosi odpowiednio:
 - a) -0,05 MPa dla próbek walcowych $\phi = 42$ mm, $h = 42$ mm,
 - b) -0,07 MPa dla próbek walcowych $\phi = 80$ mm, $h = 80$ mm,
 - c) poniżej -0,09 MPa dla próbek sześciennych $100 \times 100 \times 100$ mm.
- czas przebywania próbek w podciśnieniu powinien wynosić ponad 23 godziny.

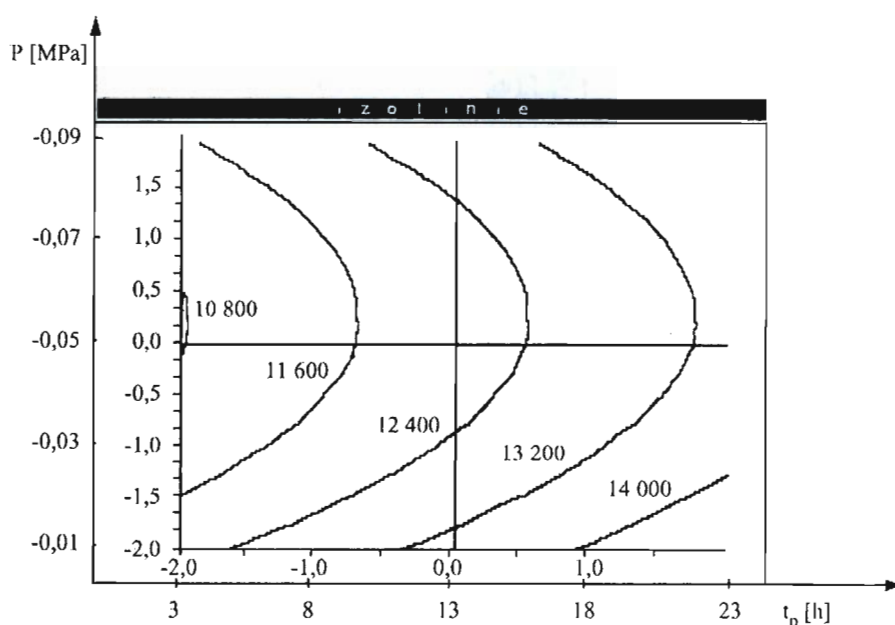
Powyższe wnioski pozwoliły określić zakres kolejnego etapu badań, który dotyczył optymalizacji czasu przebywania próbek w podciśnieniu. Ze względu na zmniejszenie zużycia materiałów i pracochłonności oraz szybszą penetrację wody do wnętrza próbki przyjęto, że do dalszych badań używać się będzie próbek walcowych $\phi = 42$ mm i $h = 42$ mm, które nasączone będą w podciśnieniu równym -0,05 MPa.



Rys. 1. Wykres zależności porowatości całkowitej (p_c) od czasu przebywania próbek w podciśnieniu (t_p) i wartości podciśnienia (P) (próbki sześciennie $100 \times 100 \times 100$ mm)



Rys. 2. Wykres zależności porowatości całkowitej (p_c) od czasu przebywania próbek w podciśnieniu (t_p) i wartości podciśnienia (P) próbki walcze $\phi = 80$ mm, $h = 80$ mm)



Rys. 3. Wykres zależności porowatości całkowitej (p_c) od czasu przebywania próbek w podciśnieniu (t_p) i wartości podciśnienia (P) próbki walce $\phi = 42$ mm, $h = 42$ mm)

• Trzeci etap badań własnych

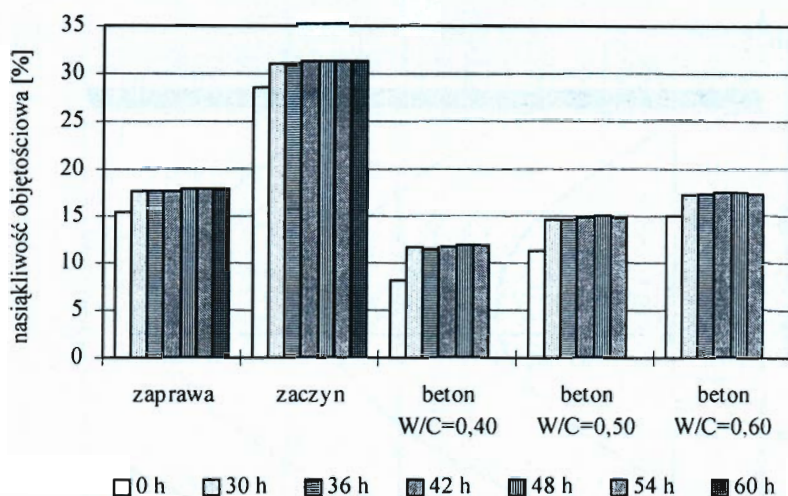
Trzeci etap badań własnych obejmował optymalizację czasu przebywania próbek w podciśnieniu. Wykonano 3 składy mieszanek betonowych ($W/C = 0,40$; $W/C = 0,50$; $W/C = 0,60$) oraz zaczyn o konsystencji normowej i zaprawę (o $C:P:W = 1:3,5:0,55$).

Następnie przeprowadzono badania dwiema metodami: metodą według EMPA [5, 6], opartą na ocenie kinetyki kapilarnego podciągania wody w podciśnieniu oraz metodą zwykłą według PN-88/B-06250 [20].

Obliczono wartości nasiąkliwości objętościowej po 0, 30, 33, 36, ..., 60 godzinach nasączania próbek w podciśnieniu.

Na podstawie wyników badań (rys. 4) ustalono optymalny czas przebywania próbek (walcowych o wymiarach $\phi = 42$ mm i $h = 42$ mm) w podciśnieniu (-0,05 MPa), który wynosi odpowiednio:

- dla zapraw i zaczynów – 54 godziny,
- dla betonów – 48 godzin.



Rys. 4. Wyniki badań własnych nad nasiąkliwością objętościową próbek nasączanych w podciśnieniu (-0,05 MPa)

Ustalono również, że próbki zapraw i zaczynów są bardziej podatne na wchłanianie wody w ciśnieniu atmosferycznym niż przy podciśnieniu (-0,05 MPa), a głównym czynnikiem wpływającym na ilość wchłoniętej przez próbki wody wydaje się być czas poddawania próbek nasączeniu. Po 21 dniach nasączania próbek w wodzie przy ciśnieniu atmosferycznym nasiąkliwość ich była o około 0,5% większa niż po 54 godzinach nasączania w podciśnieniu -0,05 MPa.

Tabela 4.

Wyniki badań mrozoodporności zaczynu, zaprawy i betonów trzeciego etapu badań

Rodzaj materiału	według PN-88/B-06250 [20]			według EMPA [5, 6]	
	ΔR	Δm	Rezultat	ΔS	Rezultat
zaczyn cementowy (18+22 cykli)	> 20%	> 5%	niemrozoodporny	0,026	nie można określić
zaprawa (200 cykli)	< 20%	< 5%	mrozoodporna	0,033	nie można określić
beton o W/C = 0,4 (205 cykli)	< 20%	< 5%	mrozoodporny	0,078	wysoka mrozoodporność
beton o W/C = 0,5 (205cykli)	> 20%	< 5%	niemrozoodporny	0,058	wysoka mrozoodporność
beton o W/C = 0,6 (205 cykli)	> 20%	> 5%	niemrozoodporny	0,047	nie można określić

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, iż uzyskane wyniki nie dały oczekiwanych rezultatów. Zastosowana metoda według EMPA nie pozwalała na jednoznaczną ocenę mrozoodporności badanych zaczynów, zapraw i betonów.

Podsumowując można stwierdzić, że chociaż obierano różne kierunki badawcze w celu ustalenia miarodajnej metody określania mrozoodporności betonu, żadna z przytoczonych procedur nie była jednoznaczną i pewną metodą oznaczania odporności betonu na działanie mrozu.

Literatura

- [1] ASTM C 457-90 *Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameter of the Air-Void in Hardened Concrete*. Vol. 04.02., ASTM 1991.
- [2] BN-62/6738 *Beton hydrotechniczny*.
- [3] BN-74/6739-03 *Beton hydrotechniczny. Metody badań. Szybka ocena mrozoodporności bez zamrażania próbek*.
- [4] Dolgopooov N.N., Dikun A.D., Kudrijavcev G.F., Lifanov I.I., Pisarev W.W.: *Uskorennoe prognozirovanije morozostojkosti betona metodam objomnoj dilatometrii*. Stroitelnyje Materialy, Nr 7/1986, s. 18+20.
- [5] EMPA Guidelines for Testing (1989) *Critical Degree of Saturation*.
- [6] EMPA *Richtlinie Fur Die Versuchsdurchfuhrung* (1989 SIA 1662/1) Prufung Nr 5: Wasserleitfuhigkeit.
- [7] Fic St. B.: *Zastosowanie metody udarowej dla oceny mrozoodporności betonu*. Rozprawa doktorska. Politechnika Warszawska, 1984.
- [8] Gierych A.: *Przewidywanie mrozoodporności betonu na podstawie zmodyfikowanej rezerwy próżni i wytrzymałości na rozciąganie*. Wydział Inżynierii Sanitarnej i Wodnej Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1969. Praca doktorska.
- [9] Gorczakow G., Lifanov J., Ivanov V., Jurczenko E.: *Oценка капиларно-пористого строения бетона*. Beton i Żelezobeton, nr 5/1981, s. 11+12.
- [10] Gorczakow G.: *Prijektovanije sostava morozostojkich betonov na osnove chrakteristik poristosti*. Stroitelstwo i Architektura, Nr 9/1963, s. 61+68.
- [11] Jarocki W. : *Działanie mrozu na betonowe budowle wodne*. ITB, Seria I. Materiały budowlane i ich zastosowanie, nr 29, Arkady, 1966.

- [12] **Kempa Cz., Włodarczyk Sz., Gorayski St.:** *Wpływ dodatku Klutanu „K” na właściwości betonów.* IZWBW PW, Maszynopis, Warszawa, 1972.
- [13] **Kledyński Z.:** *Szybka metoda oceny mrozoodporności betonu.* Sprawozdanie z realizacji projektu badawczego nr 7.7247.02 finansowanego przez KBN, Maszynopis, Warszawa, 1994.
- [14] **Kledyński Z.:** *Wykorzystanie statystycznego planowania doświadczeń w poszukiwaniu mrozoodpornej zawiesziny twardniejącej.* Gospodarka Wodna, Nr 9/89, s. 181÷184.
- [15] **Krasnyj J.M.:** *Soverszenstvovaniye kompensacionnogo faktora pri kontrole morozostojkosti betona.* Beton i Żelezobeton, Nr 2/1987, s. 36÷37.
- [16] **Kucharska L., Moczko M., Mierzejewska O.:** *Ocena odporności mrozowej betonu na podstawie zmian R_c związanych z przejściem wody w lód.* XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB, 2000 r, s. 215÷221
- [17] *Methods of testing concrete. British Standarts.* Parts 1-5, 1970, Part 1971. British Standarts Institutions.
- [18] *Metodičeskiye rekomendacii po prognozirovaniu morozostojkosti cementnych materialov sorbcjonnyj metodom.* Ordena Trudovo Krasnovvo Znamenii Naučno-Issledovatel'skij Institut Betona i Żelezobetona Gosstroja, ZSRR, 1986.
- [19] **Mikoś J.:** *Związki fizyczne struktury porowatości z cechami betonu cementowego,* Zeszyty Naukowe Nr 6618, Politechnika Śląska, Gliwice, 1979.
- [20] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- [21] **Rusin Z.:** *Ocena przydatności kruszywa do betonów mrozoodpornych.* Archiwum Inżynierii Lądowej, t. XXXIV, Z 1/1988, s. 123÷139.
- [22] **Rusin Z.:** *RAO-Index: wskaźnik przydatności kruszywa do betonów mrozoodpornych.* XXXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB, Warszawa-Krynica-Rzeszów, 1993, t. 5, s. 145÷152.
- [23] **Szejkin A.E.:** *O sviazi kriteria morozostojkosti s realnoj morozostojkostju betona.* Beton i Żelezobeton, N 1/1981, s. 19÷20.
- [24] **Szejkin A.E.:** *Prognozirovaniye morozostojkosti betona pri vybore jego so-stava.* Beton i Żelezobeton, Nr 11/1979, s. 25÷26.
- [25] **Szstopierow S:** *Dołgovečnost betona.* Naučno-Tech. Izd. Min. AWT. Transp. i Szos. Dorog. RSFSR, Moskwa, 1960.
- [26] **Wawrzeńczyk J., Rusin Z.:** *Struktura porowatości w betonie napowietrzonym. Struktura i właściwości betonu i kompozytów betonopodobnych.* Stan wiedzy w Polsce pod redakcją J. Kasperkiewicza. PAN, KILiW PAN, PWN, Warszawa-Lódź, 1989, s. 28÷30.

- [27] **Wawrzeniczyk J.:** *Metodyka badania mrozoodporności betonu w kontekście nowej normy europejskiej*, XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Wrocław-Krynica 2000, s. 231÷238.
- [28] **Wawrzeniczyk J.:** *Wpływ czynników technologicznych na strukturę i mrozoodporność betonu z kruszywem wapiennym*. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Gliwice, 1989.
- [29] **Żygadło M.:** *Metodyka krótkoterminowych badań mrozoodporności ceramiki budowlanej*. Materiały Budowlane, Nr 11-12/1986, s. 17 i 36.

REVIEW OF METHODS OF DETERMINING CONCRETE FREEZE RESISTANCE

Summary: The review of methods of determining concrete freeze resistance and the results of laboratory tests of concrete freeze resistance based on kinetics of capillary pulling-up water under pressure are presented in this paper.

Key words: concrete, concrete freeze resistance

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

Ireneusz Ligocki

WYBRANE BADANIA EKSPERYMENTALNE STAŁOWYCH RAM PRZECHYŁOWYCH

Streszczenie: Badanie ram przechyłowych ze względu na skalę trudności eksperymentu, potrzebę przygotowania obszernej bazy laboratoryjnej, wymagającej odpowiednich nakładów, są rzadko wykonywane. Z reguły w skali zbliżonej do rzeczywistości badane są pojedyncze egzemplarze. W przypadku skal 1:2 i wyższych, są to zazwyczaj kilkuelementowe serie rzadko przekraczające 10 szt. W związku z przygotowywanymi w Politechnice Białostockiej obszernymi badaniami nad 25. dwutraktowymi, jednokondygnacyjnymi ramami tego typu, w prezentowanym opracowaniu dokonano przeglądu kilku wykonanych dotychczas eksperymentów, poświęcając szczególnie uwagę realizowanym programom i stosowanym technikom badawczym. Przedstawiono również wybrane wyniki.

Słowa kluczowe: rama stalowa, przechył, przegląd badań

1. Wprowadzenie

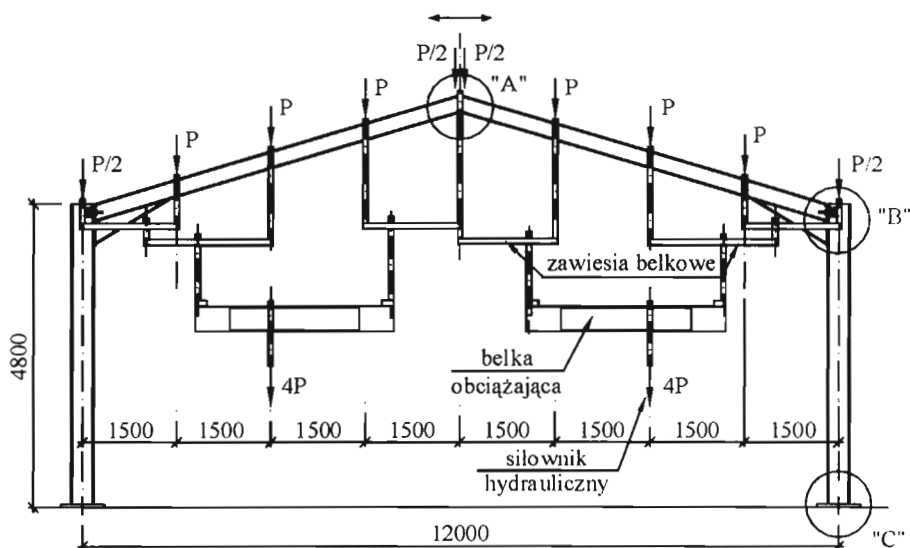
Ramy przechyłowe są konstrukcjami nośnymi wrażliwymi na sztywność występujących w nich połączeń słupa z ryglem, bądź słupa z fundamentem. Realna ocena zachowania się tych konstrukcji pod obciążeniem uzależniona jest od uwzględnienia w procedurach obliczeniowych stopnia podatności tych węzłów. Zagadnienie wymaga potwierdzenia eksperymentalnego zarówno na poziomie analizy węzłów, jak całej konstrukcji. Badaniom nad ramami towarzyszą zwykle badania nad występującymi w nich połączeniami. Wynika to z oczywistej potrzeby oraz możliwości obniżenia kosztów z racji wykorzystania części już przygotowanej bazy eksperymentalnej. Ta ostatnia jest tym obszerniejsza, im skala badanych elementów jest bardziej zbliżona do rzeczywistości lub im ramy mają więcej przęseł i kondygnacji. Wymaga to zastosowania systemów siłowych o większym zakresie, a w związku z rosnącą liczbą przekrojów i połączeń również rozbudowy układów rejestrujących o kolejne kanały do odczytu i zapisu przemieszczeń, obrotów i naprężeń. Jednocześnie ulega zwiększeniu liczba czujników indukcyjnych, tensometrów, okablowania, oprzyrządowania i aparatury pomiarowej, stężeń pomostów itd. Ważnym czynnikiem rachunku ekonomicznego są również koszty samych ele-

mentów próbnych, rosnące wraz ze wzrostem ich gabarytów. Poza problemami natury ekonomicznej, związanymi z badaniami quasi-wymiarowych elementów, przy testowaniu ram przechyłowych należy rozwiązać szereg trudnych zagadnień technicznych dotyczących, między innymi zachowania grawitacyjnego charakteru działania pionowych obciążeń w trakcie narastania bocznego przechyłu i zapewnienia ramie swobodnego przesuwu. Istotnym problemem przy sporządzaniu programu jest liczebność testowanych układów – pogodzenie możliwości z potrzebami wynikającymi z identyfikacji teoretycznych zależności i hipotez jest niezwykle trudne i w rzeczywistości niezadowalające. W trakcie przygotowywania elementów do badań pojawiają się kłopoty natury wykonawczej – m.in. z poprawną realizacją cementowych podlewek pomiędzy fundamentem a stalową płytą stopy. Powyższe uwagi tylko częściowo obrazują skalę i obszary trudności, jakie wiążą się z badaniem omawianych konstrukcji. Te spostrzeżenia pojawiają się w zaprezentowanych poniżej eksperymentach.

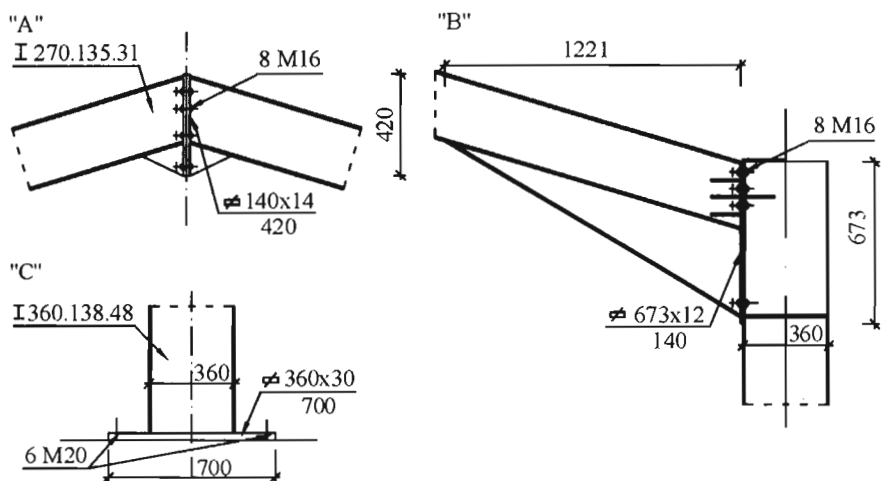
2. Przegląd badań światowych

W większości analizowanych pozycji przedstawiano badania ram jak również badania występujących w nich węzłów. Niniejszy przegląd uszeregowano w kolejności uwzględniającej zakres eksperymentu, w tym głównie skalę testowanych elementów, poczynając od najbardziej zbliżonych do wymiarów rzeczywistych.

W 1977 roku na Uniwersytecie Technicznym w Budapeszcie na zakończenie Regionalnego Seminarium na temat stateczności konstrukcji stalowych został przeprowadzony – opisany w [1] – test niszczący stalową jednokondygnacyjną, jednawową ramę wykonaną w pełnej skali (rys. 1). Słupy konstrukcji wykonano z dwuteowników 360-138-48, rygle zaś z dwuteowników 270-135-31 (wysokość-szerokość-ciężar w kg/mb). Rozpiętość ramy wynosiła 12,0 m, wysokość słupa 4,8 m, nachylenie rygła 30%. Składowe elementy rygli i słupów połączono za pośrednictwem spawania automatycznego. Do wykonania złącza słupa z rygłem i złącza kalenicowego na blachy czołowe zastosowano śruby sprężone wysokiej wytrzymałości. Połączenie słupa z fundamentem zaprojektowano na połowę nośności plastycznego momentu przekroju słupa (rys. 2). Równolegle do testowanej ramy, w jej tle, w odległości 3 m, został ustawiony ramowy system wsporczy, połączony z testowaną ramą układem płatwi, wieszaków i innych elementów. Symulują one rzeczywiste podparcia ramy w kierunku prostopadłym do jej płaszczyzny (jakie występują w realnej konstrukcji), pozwalając jednocześnie na jej boczny nieskrępowany przechył.

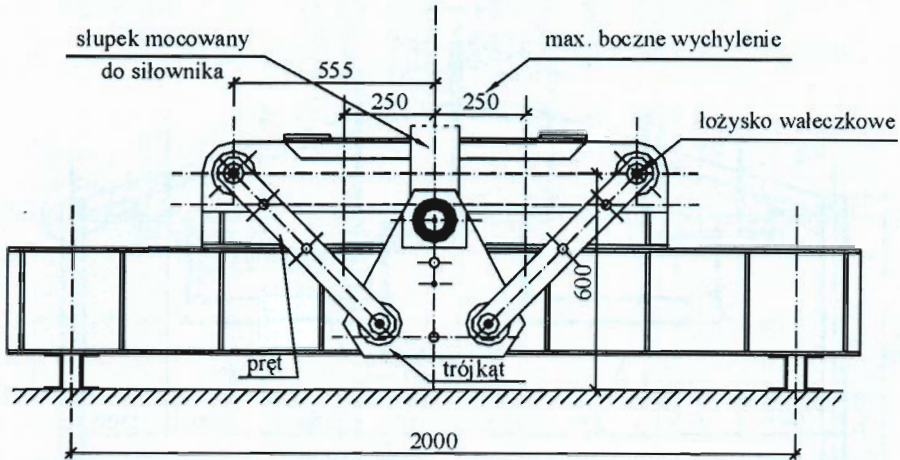


Rys. 1. Rama z układem przekazywania obciążeń



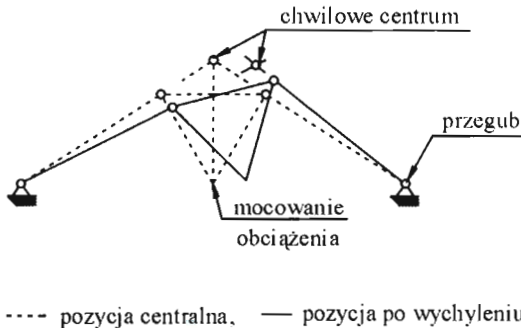
Rys. 2. Połączenia ramy

Pionowe obciążenia były przykładane punktowo do górnych pasów rygli (w przekrojach zabezpieczonych przed obrotem) za pomocą specjalnego systemu dźwigarowego (rys. 1) zbudowanego z prostych wolno podpartych belek i dwu siłowników hydraulicznych o nośności 400 MPa każdy. Siłowniki połączone z podłogą siłową za pośrednictwem grawitacyjnych symulatorów obciążenia (rys. 3).



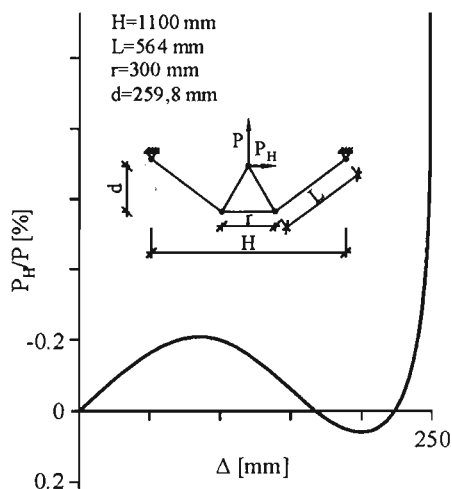
Rys. 3. Grawitacyjny symulator obciążenia

Konstrukcja symulatorów umożliwiała swobodny, poziomy przesuw siłowników, równoważny boczemu przemieszczeniu się punktów przyłożenia sił na ryglach – zapewniając zachowanie pionowego charakteru obciążeń w trakcie trwania przechyłu ramy. Symetryczny mechanizm symulatora obejmował dwa równoległe (względem płaszczyzny ramy) układy, z których każdy składał się ze sztywnego trójkąta i dwóch prętów. Pręty za pośrednictwem przegubów łączyły dwa wierzchołki trójkąta z podłogą siłową, tworząc system o jednym stopniu swobody. Siłownik mocowano do trzeciego wierzchołka trójkątów. System mógł być w równowadze tylko wówczas, gdy obciążenie działało wzdłuż linii przechodzącej przez punkt przecięcia osi prętów (rys. 4).

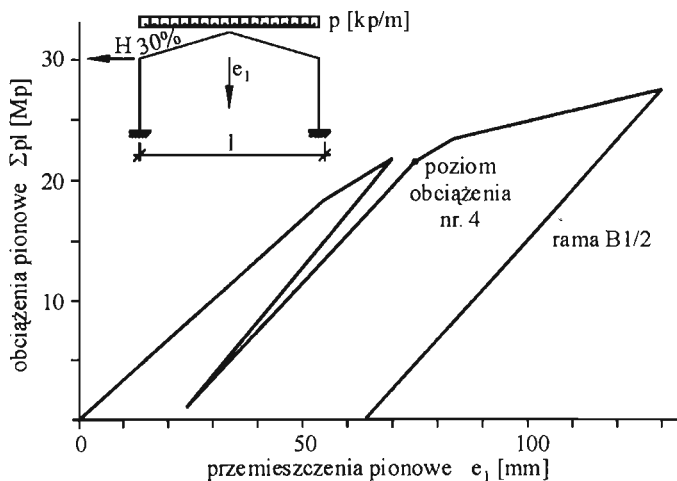


Rys. 4. Schemat działania grawitacyjnego symulatora obciążenia

Składowa P_H poziomego oporu mechanizmu w zakresie interesującego z praktycznego punktu widzenia, przemieszczenia bocznego (o wartości 200 mm), stanowiła maksymalnie 0,2% wartości aktywnej siły pionowej P (rys. 5). Wobec powyższego jej wpływ na boczne przemieszczenie ramy i obciążenie poziome mógł być pomijany. Obciążenie horyzontalne przyłożono na poziomie głowicy słupa (rys. 6) za pośrednictwem siłownika działającego w wariancie rozciągania.

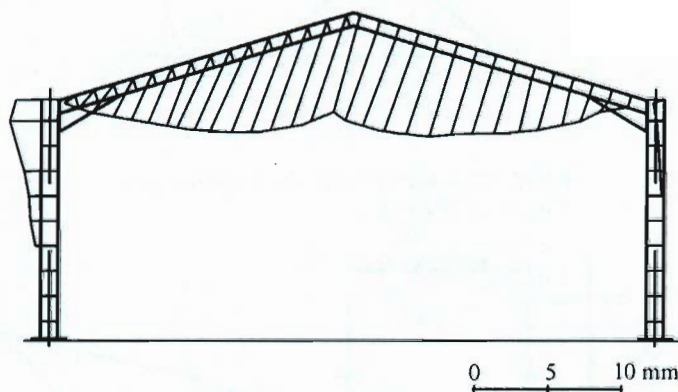


Rys. 5. Charakterystyka pracy grawitacyjnego symulatora obciążenia



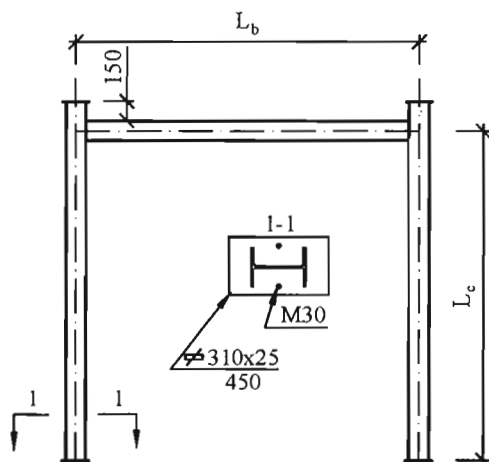
Rys. 6. Przeszacowania przekroju kalenicy w funkcji obciążenia

W trakcie eksperymentu rejestrowano poziome i pionowe przemieszczenia charakterystycznych punktów ramy w funkcji poziomych i pionowych obciążeń. Mierzony był również obrót podstawy słupa, naprężenia w śrubach, wybranych przekrojach poprzecznych i poprzecznych elementach systemu podpierającego. Naprężenia mierzono tensometrami, przemieszczenia zaś metodą fotometryczną, wykonując zdjęcia (przy różnych wartościach obciążenia) umożliwiające oszacowanie narastających przemieszczeń. Siły przykładano stopniowo, z dziesięciominutowymi przerwami po każdym kroku w celu ustabilizowania się odkształceń. Na rysunku 6 przedstawiono wykres pionowych przemieszczeń kalenicy w funkcji pionowego obciążenia rygli, na rysunku 7 zaś obraz sumarycznych przemieszczeń przekrojów ramy dla czwartej wartości obciążenia z rysunku 6. Badania zakończono po szóstym kroku, po uzyskaniu granicznego stanu. Następnie cykle powtarzano, realizując drugą ścieżkę obciążenia. Oględziny przebadanego elementu wykazały w obrębie lewego trójkątnego wzmocnienia (na poziomie przyłożonej siły horyzontalnej – rys. 1 i 6) deformację środnika, będącą następstwem zniszczenia ramy. Po wzmocnieniu tego przekroju pionowymi usztywnieniami proces obciążenia był powtarzany.

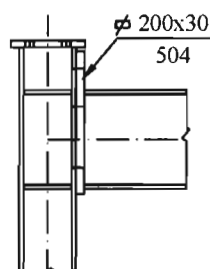


Rys. 7. Przemieszczenia przekrojów na 4 poziomie obciążenia

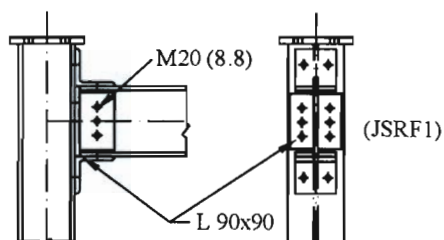
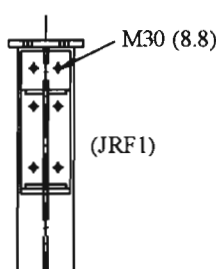
W pracach [2], [3] przedstawiono sprawozdanie z obszernych badań dotyczących 10 niestężonych, jednokondygnacyjnych, jednawowych ram oraz 11 występujących w nich połączeń belkowo-słupowych i dwóch połączeń słupa z fundamentem. W niniejszym opracowaniu skupiono uwagę na badaniach ram. Wykonano je z elementów dwuteowych (rys. 8).



Rys. 8. Rama i jej elementy



Rys. 9. Sztywne połączenie rygla ze słupem (RF)



Rys. 10. Podatne połączenie rygla ze słupem (SRF)

Różnią się między sobą stosunkiem sztywności rygla do słupa oraz typami zastosowanych połączeń słupa z rygłem. Charakterystyka elementów ram i ich cechy geometryczno-materiałowe przedstawiono w tablicy 1 i 2. Zmienną w badaniach są także ścieżki przykładanych obciążeń. Ramy podzielono na dwie grupy – pierwszą, trójelementową (RF – rigid frame) z połączeniami słupowo-ryglowymi na jednostronnie wydłużone blachy czołowe, spawane do rygli i mocowane do stopek słupa za pomocą śrub (rys. 9) oraz drugą, siedmioelementową (SRF – semi rigid frame) z zastosowaniem do tych złączy połączeń śrubowych na dwustronne kątowniki mocujące środk i półki rygla do pasa podpory (rys. 10). Ramy „SRF” są w istocie podatne, ramy „RF” zidentyfikowano początkowo jako sztywne, aczkolwiek ostatecznie badania zweryfikowały to założenie, uzależniając klasyfikację od grubości zastosowanych w połączeniu słupowo-ryglowym płyt czołowych. Podstawy słupów wykonano z blach grubości 25 mm, łącząc je z trzonami słupów spoiną obwo-

dową i mocując do podpory w osi mocnej dwiema śrubami M30 klasy 8.8 (rys. 8). Eksperyment wykazał, że połączenie to, traktowane początkowo jako przegub, powodowało powstanie znacznego momentu zginającego.

Tabela 1.

Oznaczenia ramy	Słup		Belka		Detale połączenia ^{*)}
	Oznaczenie ramy	Długość L_c [mm]	Oznaczenie przekroju	Długość L_b [mm]	
RF1	C1	3025	B1	2700	30 mm EEP
RF2	C2	3025	B2	2800	25 mm EEP
RF3	C2	3025	B3	2900	20 mm EEP
SRF1a	C1	3025	B1	2700	90×90×10 TSDW
SRF1b	C1	3025	B1	2700	90×90×10 TSDW
SRF2a	C2	3025	B2	2800	90×90×10 TSDW
SRF2b	C2	3025	B2	2800	90×90×10 TSDW
SRF3	C2	3025	B2	2800	90×90×8 TSDW
SRF4	C2	3025	B3	2900	90×90×10 TSDW
SRF5	C2	3025	B3	2900	90×90×8 TSDW

^{*)} EEP, połączenie na wydłużoną blachę czołową; TSDW, połączenie na dwustronne kątowniki

Tabela 2.

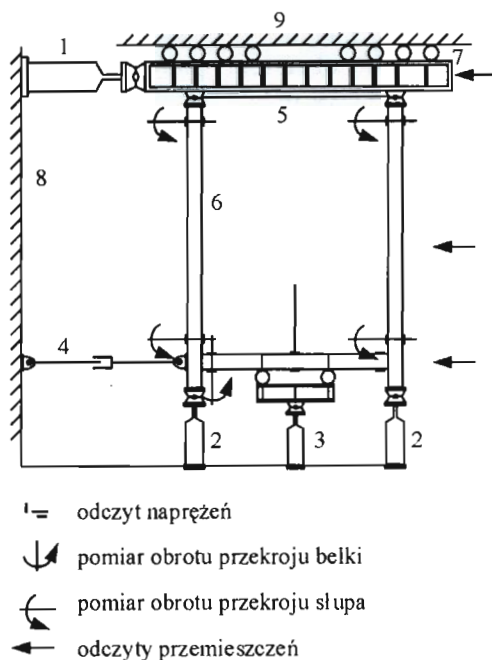
Oznaczenia przekroju ^{*)}	Wysokość przekroju [mm]	Szerokość przekroju [mm]	Grubość półki [mm]	Grubość środka [mm]	Powierzchnia [cm ²]	J_x [cm ⁴]	W_x [cm ³]	Grubość plastyczności [N/mm ²]
B1	358,6	172,1	13,0	8,0	72,2	16 060	1 009	303
B2	256,0	146,4	10,9	6,4	47,4	5 547	485	345
B3	206,8	133,8	9,6	6,3	38,0	2 888	313	313
C1	222,3	208,8	20,5	13,0	110,0	9 461	979	318
C2	209,6	205,2	14,2	9,3	76,0	6 103	654	336

^{*)} C1, 203×203×86 UC; C2, 203×203×60 UC; B1, 356×171×57 UB; B2, 254×146×37 UB; B3=203×133×30 UB.

Badania materiałowe przeprowadzono pobierając próbki na rozciąganie ze stopek i środka dwuteowników. Wartości te różniły się znacznie, toteż w tabeli 2 podano je po uśrednieniu, stosownie dla każdego elementu.

Badania prowadzono obciążając ramę ustawioną w pozycji odwróconej (rys. 11). Pionowe obciążenie słupów oraz (w niektórych przypadkach) dwupunktowe obciążenie rygla było realizowane poprzez 3 siłowniki (2 i 3), umieszczone w pozycji pionowej między podłogą siłową a głowicami słupów i trawersą rygla.

Podstawy słupów przytwierdzono śrubami M30 do przesuwnej belki podporowej 5, „ślizgającej się” na rolkach 7 po sztywno zamocowanym belkowym elemencie oporowym 9. Powierzchnie kontaktu rolek z belką i elementem oporowym zostały mechanicznie utwardzone i przesmarowane wysokiej klasy beztarciowym smarem w celu zminimalizowania sił tarcia. Między belką a ścianą oporową 8 – w pozycji horyzontalnej umieszczono 1000 MPa siłownik 1, generujący poziomą siłę przesuwającą podporę 5. Jednocześnie ramę, na poziomie rygla, zamocowano za pośrednictwem poziomego cięgna 4 do ściany oporowej. Przyjęcie takiego rozwiązania powoduje, że w trakcie przechyłu elementu siły przekazywane na słupy i rygiel zachowują grawitacyjny charakter, a w cięgnie – w reakcji na działanie siłownika poziomego – powstaje równoważna siła, która odwzorowuje obciążenie boczne ramy.



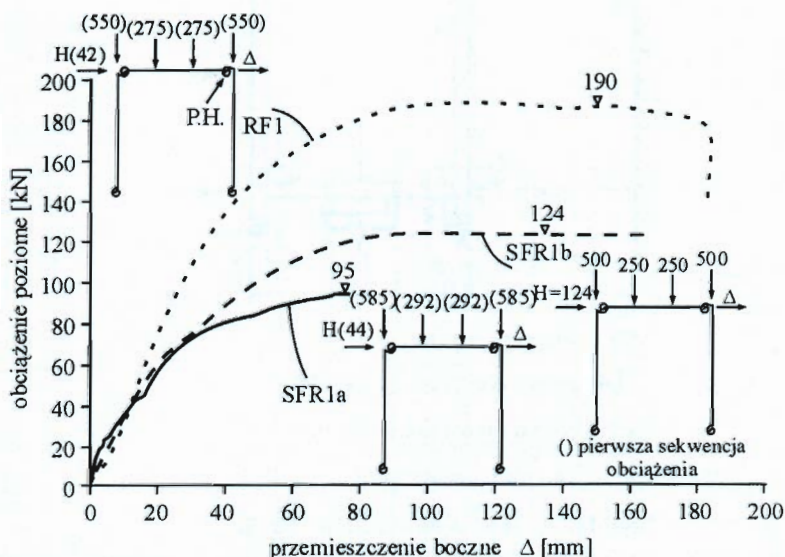
Rys. 11. Rama na stanowisku badawczym

W trakcie eksperymentu dokonano pomiarów i rejestracji naprężeń, przemieszczeń i obrotów w charakterystycznych przekrojach elementów. Obroty połączeń szacowano na podstawie względnych obrotów między przekrojami belki i słupa, mierzonymi w odległości 100 mm od węzła. Określano je jako iloraz (odczytów LVDT) względnych przemieszczeń końców dźwigni (mocowanej w przekrojach)

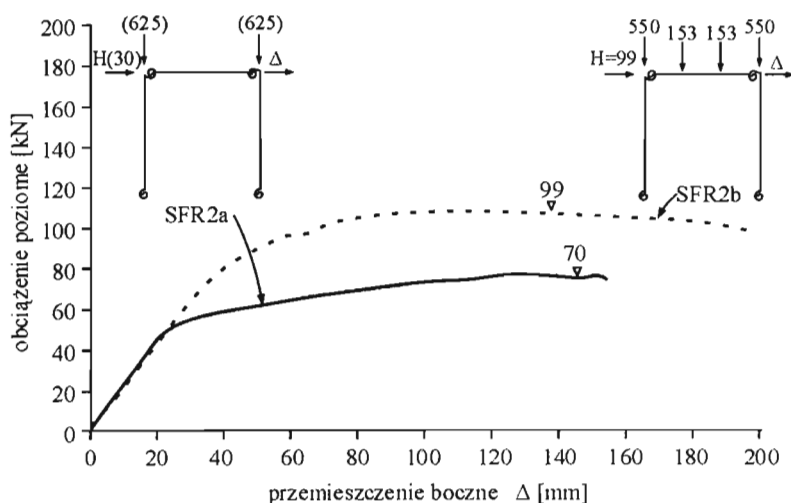
przez długość jej ramienia. Naprężenia – w celu określenia momentów zginających i ich zmian w trakcie eksperymentu – mierzono tensometrami oporowymi.

Przekroje, w których dokonywano pomiarów zaznaczono na rysunku 11. Wyniki rejestrowane były przez komputer w celu ich przetworzenia i prezentacji w formie zależności obciążenia-naprężenia i obciążenia-przemieszczenia.

Śruby zespalające elementy ramy i mocujące je do belki podporowej dokręcono kluczem dynamometrycznym do wartości momentu równej 300 Nm. Pionowość słupów ramy sprawdzano za pośrednictwem pionu – rejestrując odchylenia. W celu usunięcia luzów i upewnienia się co do prawidłowości funkcjonowania tensometrów i przetworników (przed rozpoczęciem zasadniczego badania) wprowadzano wstępne siły o wartości 5% przewidywanego obciążenia granicznego. Przebieg procesu obciążania przedstawiono w tabeli 3. Ramy SRF1b i SRF2b były poddane wzrastającym jednocześnie i proporcjonalnie aż do maksymalnej wartości siłom pionowym „P” i „W” oraz poziomej „H” (rys. 12, 13; tab. 3). Ostatecznie – utrzymując wprowadzone maksymalne obciążenia pionowe – pozwalano ramom na dalszy przechył, obserwując stopniową redukcję siły poziomej. W przypadku pozostałych 8 elementów wprowadzono dwusekwencyjny sposób dociążania.



Rys. 12. Poziome odchylenie ram RF1, SRF1a SRF1b w funkcji obciążenia poziomego



Rys. 13. Poziome odchylenie ram SRF2a, SRF2b w funkcji obciążenia poziomego

Tabela 3.

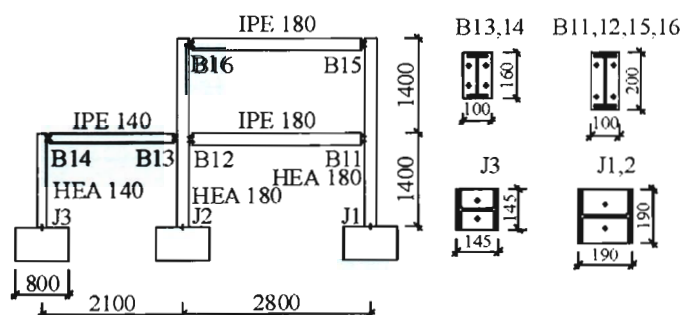
Cecha ramy	Belka L_b/r_x	Słup L_c/r_x	Koniec I kolejki obciążenia			Graniczne obciążenie		
			P [kN]	W [kN]	H [kN]	P [kN] ^{a)}	W [kN] ^{b)}	H [kN] ^{c)}
RF1	18,12	32,63	550	550	42	550	550	190
RF2	25,93	33,76	615	0	39	615	0	104
RF3	33,26	33,76	550	160	31	550	160	76
SRF1a	18,12	32,63	585	585	44	585	585	95
SRF1b	18,12	32,63	Obciążenie proporcjonalne			500	500	124
SRF2a	25,93	33,76	625	0	30	625	0	70
SRF2b	25,93	33,76	Obciążenie proporcjonalne			550	306	99
SRF3	25,93	33,76	612	0	29	612	0	52
SRF4	33,26	33,76	620	158	35	620	158	64
SRF5	33,26	33,76	580	148	32	580	148	53

^{a)} obciążenie słupa; ^{b)} obciążenie rygla; ^{c)} obciążenie poziome, r_x – promień bezwładności

W pierwszym etapie proporcjonalnie zwiększano siły **P**, **W**, **H**, aż określone z góry obciążenia pionowe (**P**, **W**) zostały osiągnięte (tab. 3). Następnie – aż do zniszczenia – powiększano tylko siłę poziomą **H**. W końcowym etapie, utrzymując (jak poprzednio) stałe obciążenie pionowe, pozwalano ramie na kontynuację bocznego przechyłu, rejestrując redukcję siły poziomej. Utrzymywano wolne tempo narastania sił w celu zapewnienia, przy każdej wartości obciążenia, pełnego uformowania się nowej geometrii i naprężeń w warunkach zbliżonych do statycznych.

Na rysunku 12 pokazano przebieg bocznego wychylenia badanej konstrukcji w funkcji narastającego obciążenia poziomego dla trzech wybranych przypadków – ramy o węzłach sztywnych (RF1), o węzłach podatnych (SRF1a) z sekwencyjnymi obciążeniami oraz o węzłach podatnych (SRF1b) z proporcjonalnym narostem obciążenia.

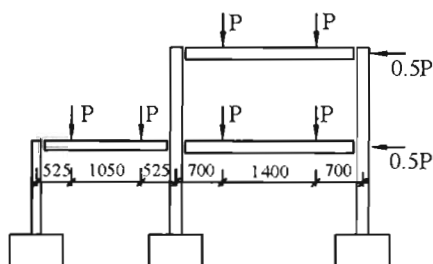
W opracowaniach [4] i [5] przedstawiono informacje dotyczące testów na ramach przechyłowych jakie przeprowadzono (podobnie jak w badaniach z [1]) na Uniwersytecie Technicznym w Budapeszcie. Elementy badawcze wykonano w skali 1:2 jako częściowo piętrowe, częściowo dwutraktowe (rys. 14) z zastosowaniem na rygle i słupy typowych walcowanych przekrojów IPE i HEA. Podatne połączenia belek ze słupami wykonano na blachy czołowe, zaś połączenia słupów z fundamentami zrealizowano jako quasi-przegubowe, stosując w złączu dwie śruby kotwiące w osi mocnej słupa. Kotwy przyspawano do zbrojenia fundamentów. Pomiędzy stalową płytą podstawy a betonowym blokiem zastosowano podlewkę cementową grubości 1 cm. Fundamenty przytwierdzono do podłogi siłowej czterema śrubami przechodzącymi przez rury zabetonowane w blokach w trakcie ich wykonywania.



Rys. 14. Ogólny widok ramy i połączeń

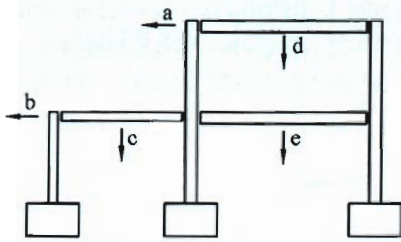
Testowane ramy obciążano kombinacją pionowych i poziomych sił (rys. 15), realizowanych za pomocą zestawu siłowników działających w jednym obiegu hydraulicznym. Odpowiedni stosunek sił poziomych i pionowych uzyskano dzięki zastosowaniu reduktorów. Pionowe obciążenia przykładano do górnych stopek belek, wskutek czego środkowe i dolne stopki miały swobodę bocznych przemieszczeń. W celu zapewnienia grawitacyjnego charakteru działania sił pionowych podczas przechyłu ramy i eliminowania ograniczeń poziomych przemieszczeń – wykorzystano opisany wcześniej i zastosowany w badaniach z [1], tzw. grawitacyjny symulator obciążenia – mocowany do podłogi siłowej. Testowane ramy jak w [1] były połączone w płaszczyźnie prostopadłej – system płatwi, wieszaków i innych

elementów z umieszczoną w odległości 3 m ramową konstrukcją wsporczą. Połączenia – zamocowane do głowic słupów i w połowie rozpiętości belek testowanej ramy odpowiadały rzeczywistym stężeniom występującym w konstrukcji, nie krępując jednocześnie jej bocznego przechyłu.

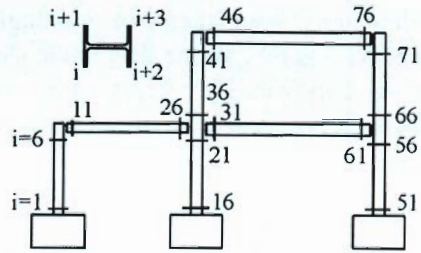


Rys. 15. Kombinacja obciążeń

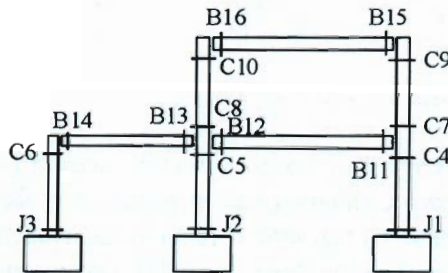
Przykładane siły określano jako iloczyn efektywnych powierzchni tłoków zastosowanych siłowników i ciśnienia oleju mierzonego przez wbudowany w układ hydrauliczny przetwornik. Horyzontalne przemieszczenia określane były na poziomie rygli (a, b – rys. 16), pionowe (c, d, e) zaś w środkach ich rozpiętości. W tym celu użyto czujników indukcyjnych. Naprężenia mierzono za pośrednictwem tensometrów w 16 wybranych przekrojach (rys. 17). W każdym z nich zastosowano po 4 czujniki, umieszczając je w narożach. Na rysunku 18 przedstawiono przekroje, w których oszacowano względne obroty stosując proste urządzenia złożone z dwu przegubowo zamocowanych – w odległości 200 mm jedna od drugiej – utrzymujących się dzięki grawitacji w pozycji pionowej – podziałek. Kąty obrotu określano na podstawie geodezyjnego pomiaru różnic poziomów charakterystycznych punktów o znanym rozstawie. Odczyty wyników były dokonywane po rozwinięciu się i ustabilizowaniu odkształceń, tj. po 5-10 minutach od nadania kolejnego kroku obciążenia. W zakresie programu badawczego przeprowadzone zostały trzy testy różniące się charakterem przykładanych obciążeń, nazywane dalej COST 2, COST 3, COST 4.



Rys. 16. Lokalizacja czujników indukcyjnych i kierunki wzajemnych przemieszczeń



Rys. 17. Rozmieszczenie i wartości ruchowe (i) czujników tensometrycznych



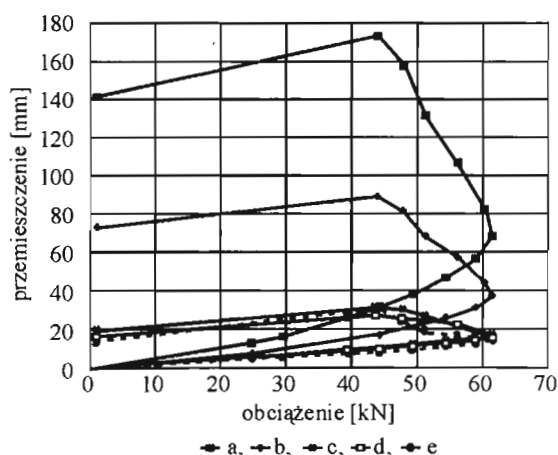
Rys. 18. Lokalizacja przekrojów do pomiaru względnych obrotów

W teście COST 2 zastosowano ścieżkę proporcjonalnego narastania sił poziomych i pionowych przy ich stałym stosunku 1:2. Obciążenia wzrastały krok po kroku. Po zakończeniu 6. kroku narostu sił i dokonaniu odczytów konstrukcję odciążano. Na tym etapie rama i jej połączenia zachowywały się sprężysto, a tylko w podstawach słupów zaobserwowano pęknięcia podlewek w części ściskanej oraz uniesienia blachy w części rozciąganej. W fazie odciążania zauważono dodatkowe pęknięcia podlewki w strefie rozciąganej, spowodowane sztywnością konstrukcji.

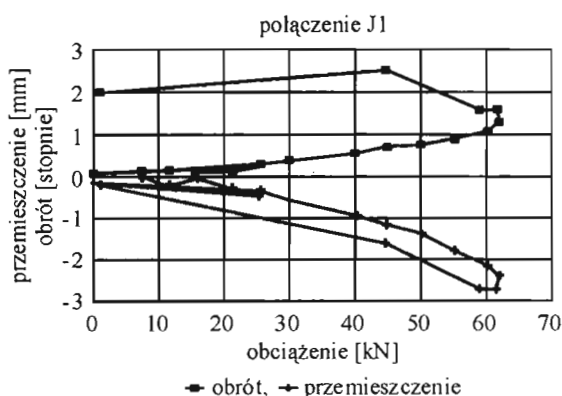
W badaniach COST 3 zastosowano pulsujące obciążenia horyzontalne. Na każdym poziomie obciążeń pionowych, siły poziome ulegały zmianie w zakresie od 0 do αP . Zastosowano dwa różne współczynniki α . W pierwszym teście (COST 3A), gdzie przyjęto $\alpha = 0,07$, nie zaobserwowano uszkodzenia konstrukcji. Po zwiększeniu α (COST 3B) ostatecznie zniszczenie ramy nastąpiło wskutek zniszczenia śrub, zwłóknienia belek B15-B16 oraz skruszenia podlewek cementowych. Przy maksymalnym obciążeniu pionowym nie dało się osiągnąć odpowiednich sił poziomych, gdyż wcześniej następowało zniszczenie zakotwień.

W teście COST 4 – przy każdej wartości obciążeń pionowych – ramę poddawano działaniu naprzemiennych sił horyzontalnych, zmieniających się w zakresie

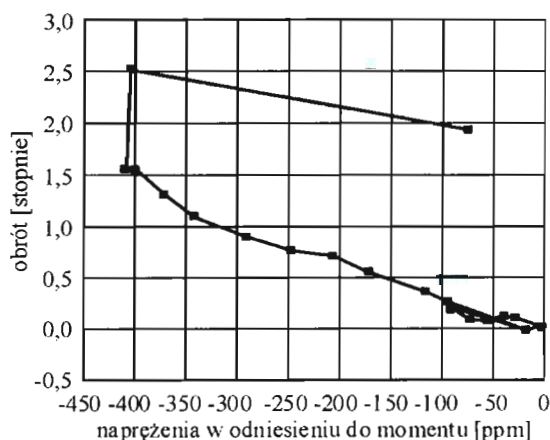
od $-\alpha P$ do αP . Przeprowadzono dwa eksperymenty – w COST 4A przyjęto $\alpha = 0,16$, zaś w COST 4B $\alpha = 1,0$. Ostateczne zniszczenie ramy spowodowane było wyczerpaniem nośności śrub w obrębie połączeń B12 i B16. Wybrane wyniki eksperymentalne na przykładzie testu COST 2 w postaci wykresów przedstawiających przemieszczenia i obroty w funkcji obciążeń (naprężeń) zaprezentowano na rysunkach 19-22.



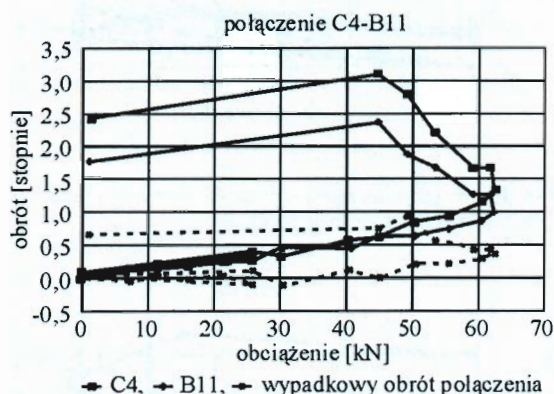
Rys. 19. Przemieszczenie charakterystycznych punktów ramy w funkcji sumarycznego ($7 \times P$)



Rys. 20. Względny obrót i przemieszczenie węzła J1 w funkcji obciążenia ($7 \times P$)



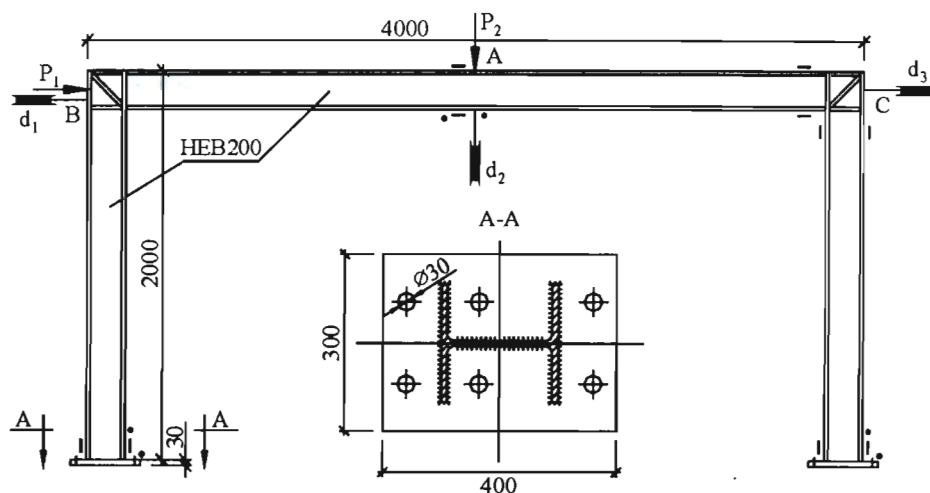
Rys. 21. Względny obrót węzła J1 w funkcji momentu zginającego oszacowanego tensometrycznie



Rys. 22. Względny obrót przekrojów w obrębie węzła C4 – B11 w funkcji obciążenia

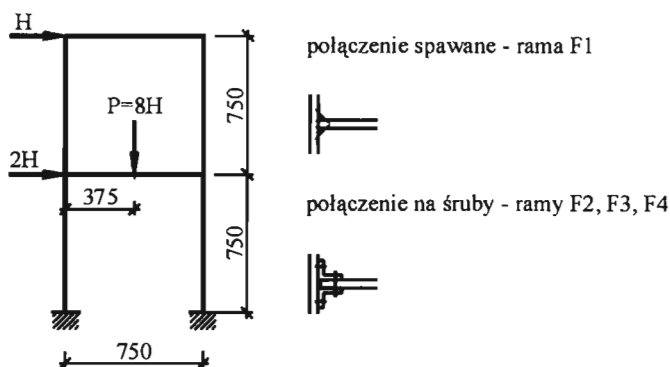
W pozycji [6] zaprezentowano badania na pięciu portalowych ramach (rys. 23), wykonanych z kształtowników HEB200. Połączenia słupowo-ryglowe usztywniono żebrami, podstawy zaś słupów z fundamentem połączono 6 śrubami M18. Obciążenia były realizowane przez poziomy, mocowany przegubowo siłownik P_1 oraz – osadzony na specjalnym mechanizmie umożliwiającym poziomy przesuw – pionowy siłownik P_2 . W opracowaniu [7] przedstawiono raport z badań 4, dwukondygnacyjnych ram (rys. 24) o słupach i ryglach wykonanych z pła-

skownika 25×5 mm. Zastosowane dwa rodzaje połączeń słupa z ryglami: – spawane sztywne oraz podatne – na podwójne kątowniki.



— — rozmieszczenie tensometrów, $d_{1, 2, 3}$ – pomiar przemieszczeń

Rys. 23. Rama portalowa z HEB 200



Rys. 24. Schemat obciążeń ramy z płaskowników i zastosowane połączenia

Ramy obciążono dwiema horyzontalnymi siłami na poziomach ryglu oraz siłą pionową przyłożoną do dolnej belki. Badano przemieszczenia boczne konstrukcji i zachowanie się węzłów.

3. Wnioski

- 1) Liczebność elementów próbnych w badaniach jest odwrotnie proporcjonalna do ich wielkości i stopnia złożenia.
- 2) W analizowanych eksperymentach zastosowano 2 rozwiązania, zapewniające zachowanie grawitacyjnego charakteru sił i nieskrępowany przechył konstrukcji – tj. tzw. grawitacyjny symulator obciążenia i metodę odwróconej ramy. Sprawność mechanizmu symulatora ($P_H / P = 0,2\%$) należy uznać za wysoce zadowalającą, jeżeli jego praktyczne zachowanie odpowiada przedstawionej charakterystyce. Metodę ramy odwróconej można uznać za skuteczną w przypadku małych ugięć rygla i bardzo krótkich słupków nadryglowych. W przeciwnym razie pionowe siłowniki ulegają znacznemu odchyleniu od pionu.
- 3) Przy pomiarach przemieszczeń i obrotów zastosowano 3 sposoby: fotooptyczny, mechaniczny (wspomagany techniką geodezyjną) i indukcyjny – z których ostatni (najkosztowniejszy) pozwala na ciągły, rejestrowany odczyt. Jest to szczególnie istotne w obszarze niekontrolowanego narastania przechyłu ramy, tj. w fazie utraty przez nią stateczności.
- 4) Koszty eksperymentu (w tym testowanych ram) powodują, że na tych samych modelach prowadzone są badania według różnych ścieżek obciążeń ([4], [5]), lub też wprowadzone są dodatkowe usztywnienia deformujących się przekrojów – [1].
- 5) Zastosowano różne kombinacje obciążania – od proporcjonalnego wzrostu wszystkich sił do wartości maksymalnych, lub do z góry określonych – powyżej których (aż do zniszczenia) następował przyrost tylko obciążenia poziomego, aż do wariantu z horyzontalnymi siłami pulsującymi bądź naprzemiennymi, wprowadzanymi na każdym poziomie sił pionowych.

Literatura

- [1] **Iványi M.:** *Experimental research on the behaviour of full-scale steel frame.* Regional colloquium on stability of steel structures. Hungary, Budapest, 19-21 October 1977. 311-328 Final report.
- [2] **Liew R. J. Y., Yu C. H., Y. H. Ng. & N. E. Shanmugam:** *Testing of semi-rigid unbraced frames for calibration of second-order inelastic analysis.* Journal of Constructional Steel Research, 1977. 159-195.

- [3] **Yu C. H., Liew R. J. Y, N. E & . Y. H. Ng. Shanmugam:** *Collapse behaviour of sway frames with end-plate connections*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 48, 1998. 169-188.
- [4] **Iványi M. jr., Iványi M.:** *Test steel frames with semi-rigid connections*. IX International Conference on Metal Structures. Poland, Kraków, 26-30 June 1995. 307-314.
- [5] **Iványi M., Hegedűs L., Iványi M. jr., Varga G.:** *Failure test of two-storey steel frames*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, 1998.
- [6] **Ph. Boeraeve, B. Lognard, J.Janss, J.C.Gérardy & B.Schleich:** *Elasto – plastic Behaviour of Steel Frame Works*, Journal of Constructional Steel Research 27 (1993), 3-21.
- [7] **Scholz H.:** *Approximate P-Delta Method for Sway Frames with Semi – rigid Connections*, Journal of Constructional Steel Research 15 (1990), 215-231.

THE EXPERIMENTAL RESEARCHES OF THE STEEL SWAY FRAMES

Summary: In this article the review of steel sway frames experiments which were made was achieved. Three extensive experiments were analysed. The research programmes characteristic of the testing models, applied research techniques, prepared experimental base were noticed. Selected results at the graphic form were presented. The review was achieved in connection with the extensive experiment relating the one-storey, two-bay sway frames, which will be made at Białystok Technical University.

Key words: sway frame, flexible connection, experiment review

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

Ireneusz Ligocki

ZAŁOŻENIA PROGRAMU EKSPERYMENTALNEGO I TECHNIKA OBCIĄŻEŃ W BADANIACH RAM PRZECHYŁOWYCH

Streszczenie: W opracowaniu omówiono przygotowania do obszernych badań laboratoryjnych nad 25 dwutraktowymi, jednokondygnacyjnymi ramami przechyłowymi o słupach z rur prostokątnych i o dwuteowych ryglach. Eksperyment zostanie przeprowadzony w Politechnice Białostockiej. Zaprezentowano program badawczy, a w tym ideę automatycznego systemu przesuwu pionowych siłowników.

Słowa kluczowe: rama przechyłowa, eksperyment, program

1. Wstęp

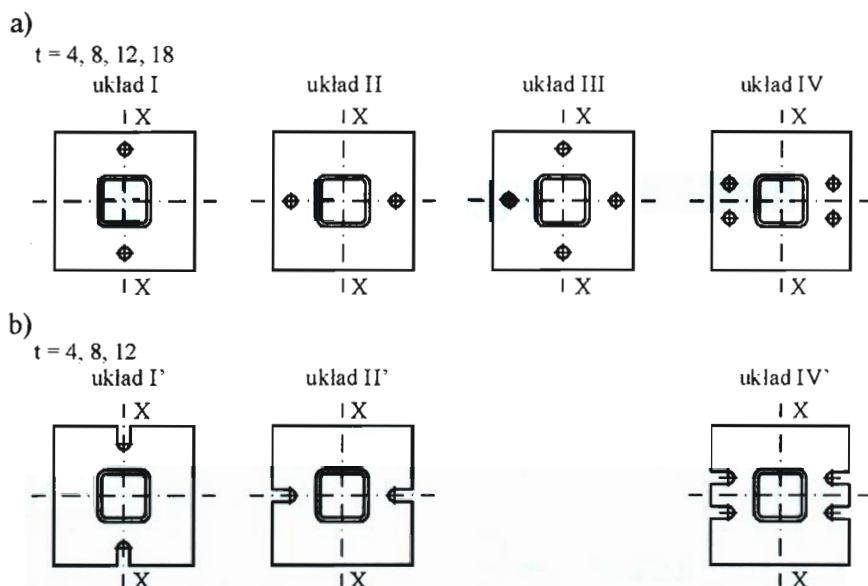
Badanie ram przechyłowych jest trudne oraz kosztowne. Konstrukcje te będąc wrażliwymi na sztywność występujących w nich połączeń, podczas procesu obciążania, w zależności od podatności węzłów, ulegają znacznym wychyleniom w płaszczyźnie. Powoduje to trudności z zachowaniem grawitacyjnego kierunku obciążeń słupów i rygli i zapewnieniem nieskrępowanego przechyłu ramy, zmuszając badaczy do poszukiwania odpowiednich rozwiązań. Rzeczywiste konstrukcje opierają się na fundamentach, toteż badania eksperymentalne wymagają uwzględnienia tych elementów wraz z podlewkami. W następstwie, eksperymentalna analiza zachowania się ramy w funkcji podatności połączeń słupowo-ryglowych zostaje rozszerzona o wpływ współpracy stalowej stopy i betonowej podpory. Modele ram, będące kombinacją prętów i węzłów, wymagają zaangażowania znacznie większego potencjału laboratoryjnego i środków aniżeli badania wyizolowanych połączeń. Wymagania te rosną wraz z gabarytami konstrukcji, liczbą przyjętych kondygnacji i naw.

Do tej pory przeprowadzono nieliczne testy tego typu konstrukcji. Zwykle badane ramy wykonywano w skali od 1:2 do 1:4 – sporadycznie o wielkości odpowiadającej rzeczywistym układom.

W artykule [1] dokonano przeglądu wybranych eksperymentów. Przeanalizowano szczegółowo: badanie jednokondygnacyjnej, jednonawowej ramy o wymiarach zbliżonych do rzeczywistych i serii ram częściowo piętrowych, częściowo dwunawowych, jakie przeprowadzono w Uniwersytecie Technicznym w Budapeszcie oraz testy na dziesięciu niestężonych jednokondygnacyjnych, jednonawowych elementach obciążanych w pozycji odwróconej, zrealizowane w Narodowym Uniwersytecie w Singapurze. Dokonano również krótkiego omówienia dwu innych wykonanych eksperymentów – na pięciu ramach portalowych i czterech dwukondygnacyjnych

2. Realizowany program badawczy

Wykonywany w Politechnice Białostockiej program obejmuje teoretyczno-eksperymentalną analizę wpływu podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem na długość wyboczeniową słupa i zachowanie się ramy przechyłowej pod kombinowanym pionowym i poziomym obciążeniem. Badania zostaną przeprowadzone na 25 dwutraktowych, jednokondygnacyjnych elementach, wykonanych w skali 1:2,5 (rys. 1). Na słupy zastosowano rury kwadratowe $60 \times 60 \times 4$ ($70 \times 70 \times 4$) – odpowiednio na skrajne i środkowy, zaś na rygle dwuteowniki IPE 100. Wykorzystano stal S355. Połączenia słupowo-ryglowe wykonano w wersji spawanej bez wzmocnień (połączenie RHU – [2]). Tak przyjęta geometria ($\lambda_o = b_o / t_o = 15(17,5)$, $\beta = b_n / b_o = 0,92(0,78)$, $\eta = h_n / b_o = 1,67(1,42)$ – gdzie: b_o , t_o , b_n , h_n podano na rys. 1) i typ złącza, klasyfikują je (na podstawie podobnych połączeń z pracy [2]) do grupy złączy podatnych z tendencją do przesunięcia się w obszar węzłów sztywnych – w przypadku połączenia skrajnego. Geometria tych węzłów, podobnie jak stosunki sztywnościowe rygla i słupów pozostają niezmiennicze. Zmienia się natomiast charakterystyka połączenia słupa z fundamentem. Stalową stopę (rys. 1 a) ukształtowano w formie kwadratowej blachy czołowej 160×160 mm, o zmiennej grubości $t = 4, 8, 12, 18$ mm, będącej krotnością ($1 \times, 2 \times, 3 \times, 4,5 \times$) grubości ścianki rury słupa $t_o = 4$ mm. Przyspawano ją do trzonu rury obwodową spoiną pachwinową o grubości $a = 3,0$ mm. Końcówka słupa została sfrezowana, w celu zapewnienia równomiernego przeniesienia obciążeń. Przyjęte wymiary blachy podstawy (160×160) stanowią boki minimalnego kwadratu umożliwiającego umieszczenie rury, spoin oraz zakotwień przy zachowaniu warunków normowych. Płytę podstawy połączono z betonowym blokiem zmiennym układem 2 lub 4 śrub kotwiących $\phi 12$ (rys. 1 i 2 a).



Rys. 2a, b. Układy śrub i kształt otworów w blachach podstawy

Zastosowanie w połączeniu 4 różnych grubości blach podstawy i 4 układów zakotwień pozwala na płynne kształtowanie podatności złącza począwszy od quasi-przegubowego, przez podatne, do sztywnego. Przestrzeń między stopą a fundamentem wypełniono podlewką grubości 1,5 cm z szybko twardniejącej zaprawy M38 (min 38 MPa po 24 h) na bazie cementu wysokiej wytrzymałości, frakcjonowanego piasku i kruszywa kwarcowego. Aby uniknąć ewentualnego przekazania siły poprzecznej na trzpień śrub, w przypadku zerwania połączenia między podlewką a podstawą słupa, do spodniej strony blachy zostały przyspawane ostrogi z lekko z ukosowanego płaskownika (rys. 1a), a w blokach betonowych wykonano dla nich odpowiednie otwory. Zarówno blachy podstawy, jak i ostrogi wykonano ze stali St3S. Przy sporządzaniu programu badawczego uwzględniono wymogi sprawnej technologii montażu słupów w warunkach budowy. Nanizanie stalowej stopy na wystające z fundamentu śruby natrafia na utrudnienia wynikające z niedokładności powstałych w trakcie ich ustawiania w fundamencie – nawet przy zastosowaniu szablonu. Jest to szczególnie kłopotliwe przy liczbie śrub większej niż dwie, kiedy stosowanie powiększonych otworów w blasze podstawy (w programie $\phi 14$) może być niezadowalające. Dopuszcza się wówczas: szeroko rozwiercone otwory, wymagające zastosowania dużych podkładek – zwykle przyspawanych do podstawy w celu uniknięcia ewentualnych przesuwów, lub zastosowanie tzw. wycięć na śruby. Zdecydowano się na eksperymentalną analizę drugiego rozwiązania. W tym celu alternatywnie do 16 modeli ram z podstawami o otworach powiększo-

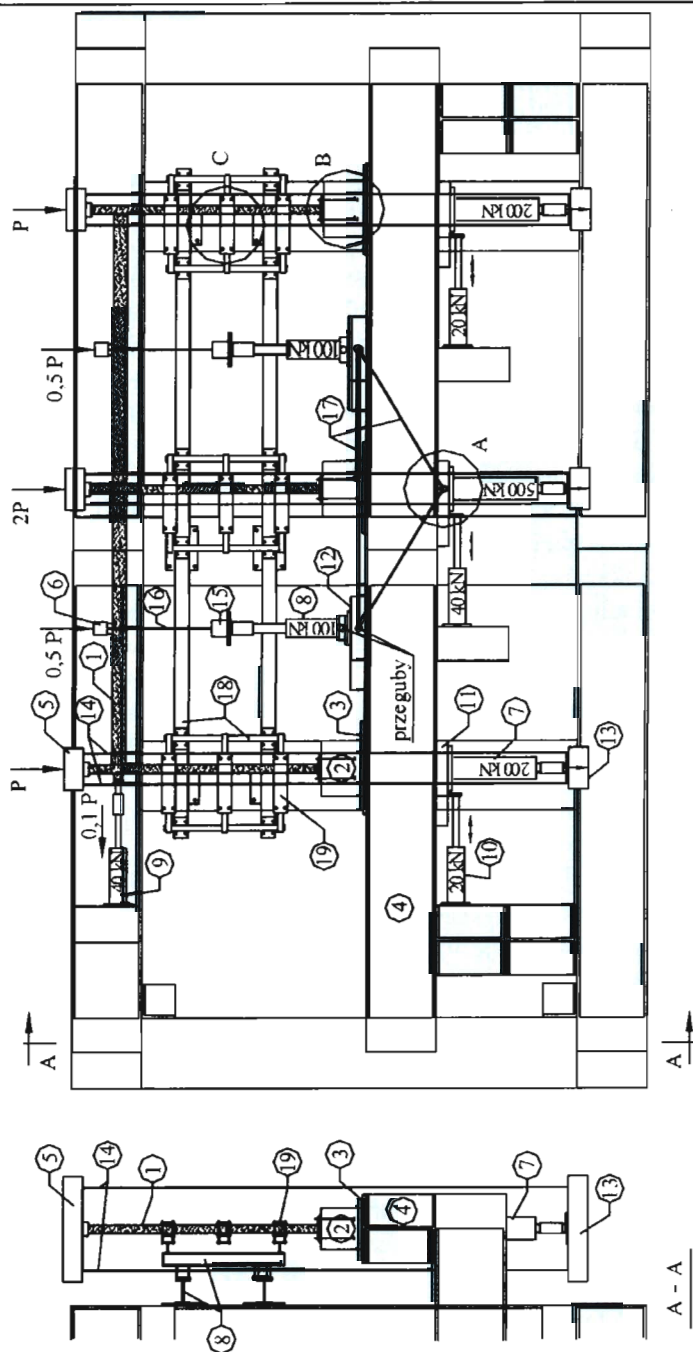
nych z rysunku 2a, wykonano serię 9 ram z wycięciami w podstawach (rys. 2b). Taka zmiana otworów, w stosunku do typowych okrągłych, wprowadza korektę do mechanizmu zniszczenia realizującego się w płycie podstawy, a tym samym do przebiegu charakterystyki pracy węzła. Przed zaleceniem takich wycięć do stosowania w praktyce należy wyjaśnić, jaki wpływ mają one na zachowanie się złącza w interesującym, z inżynierskiego punktu widzenia, zakresie. W celu podniesienia nośności i sztywności połączenia podstawy słupa z fundamentem (dotyczy to szczególnie blach z wycięciami) zostaną zastosowane twarde podkładowe kwadratowe o wymiarach $25 \times 25 \times 3$ mm. W trakcie zakładania i dokręcania nakrętek należy zadbać, aby krawędzie podkładek były równoległe do krawędzi płyty podstawy. Niefrasobliwe ich ułożenie mogłoby obniżyć nośność i sztywność połączenia. Dla zapewnienia równomiernego docisku podkładek do powierzchni płyty śruby będą dociągane kluczem dynamometrycznym – momentem o stałej wartości.

Górne końce słupów ramy zasklepiono blachami czołowymi (rys. 1c), do których czterema śrubami mocowane będą trawersy o konstrukcji umożliwiającej przegubowe przekazanie obciążenia na głowicę słupa.

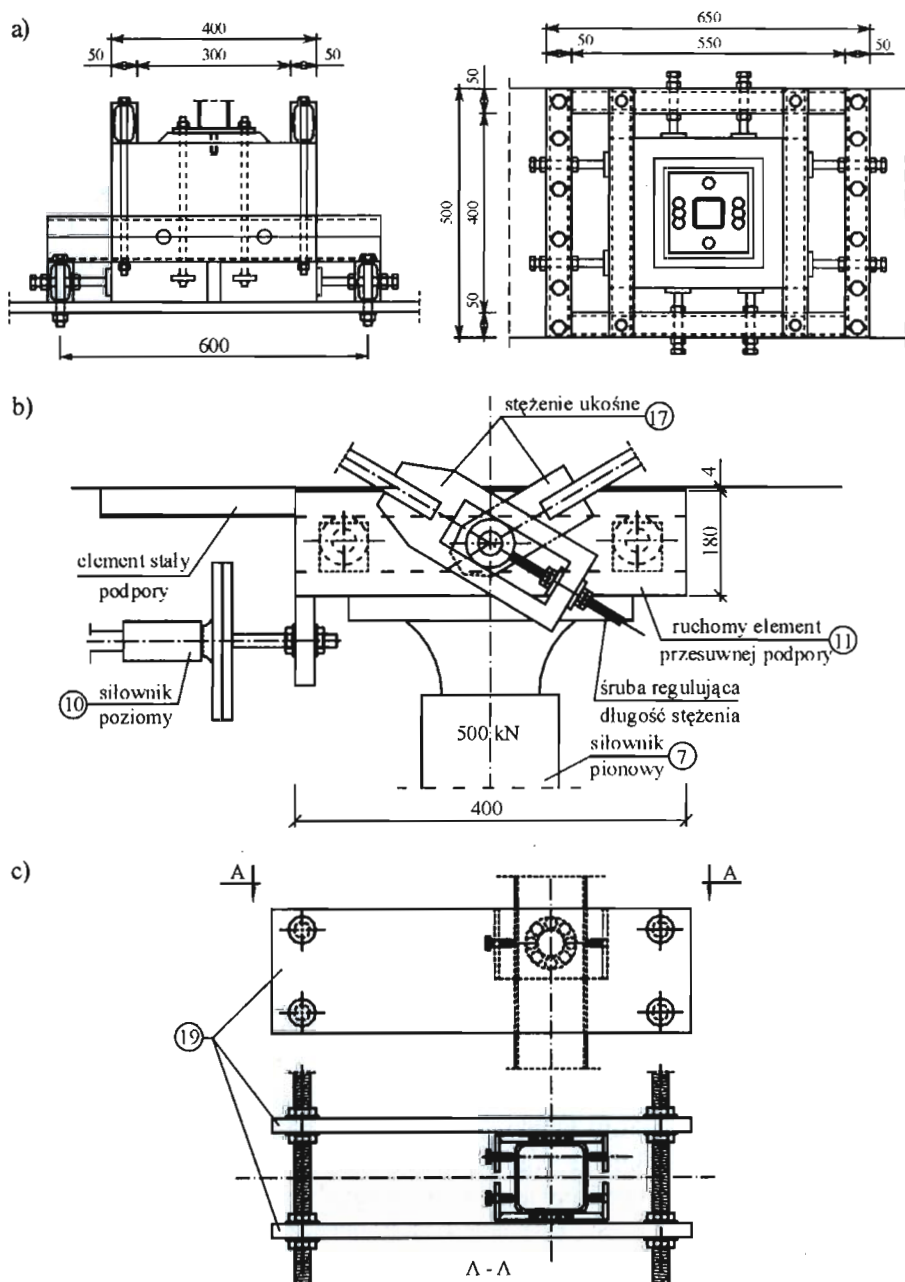
Na rysunku 3 pokazano ideowy schemat eksperymentu. Ramy (1) będą ustawiane na fundamentach (2). Przygotowano je oddzielnie dla wszystkich 25 ram. Zostaną zamocowane specjalnymi obejmami (3) do górnej półki poziomej belki (4) stendu. Rozwiązanie pokazano na rysunku 3a. Szczegółowy opis ustawienia słupa na betonowym bloku oraz mocowania betonowej podpory do belki stanowiska przedstawiono w pozycji [3] dotyczącej przygotowanych badań nad połączeniem słupa z fundamentem.

Do podniesienia i opuszczenia ramy w celu jej swobodnego osadzenia na śrubach i podlewce skonstruowano specjalny mechanizm.

Testowane elementy będą poddane działaniu obciążeń grawitacyjnych, przyłożonych do głowicy słupa oraz w środkach rozpiętości rygli, i obciążeniu horyzontalnemu na poziomie belek. Przeguby zastosowane w górnych trawersach (5) i (6) umożliwiają równomierne wyłączenie cięgien, pomimo obrotu głowicy słupa, oraz równomierny docisk płytki do górnej półki rygla. W celu uniknięcia luzów i upewnienia się co do prawidłowości funkcjonowania tensometrów i przetworników (przed rozpoczęciem zasadniczego procesu obciążania) zostaną wprowadzone wstępne siły na poziomie 5% przewidywanego granicznego obciążenia. Czynność zostanie powtórzona dwukrotnie dla upewnienia się, czy wskazywane naprężenia, przemieszczenia i obroty zachowują liniową zależność względem obciążeń i ich wartości wracają do początkowych, po spadku siły do zera. W większości prób procedura obciążenia będzie przebiegała dwuetapowo. Początkowo, metodą kolejnych kroków, proporcjonalnie, z zachowaniem stosunków z rysunku 3, wszystkie siły będą narastały, aż do osiągnięcia przez obciążenia pionowe z góry założonych wartości na poziomie 80% przewidywanego obciążenia niszczącego.



Rys. 3. Ideowy schemat eksperymentu



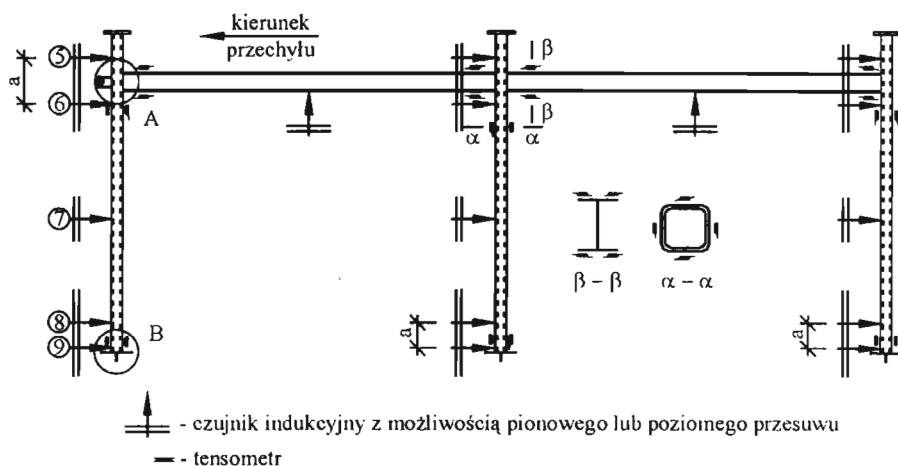
Rys. 3a, b, c. Mocowanie fundamentu (a), przesuwna podpora siłownika (b) i prowadnica przekroju słupa (c)

Następnie, aż do zupełnego zniszczenia zwiększane będą tylko siły pionowe. W wybranych testach zostanie zastosowany proporcjonalny przyrost sił w zakresie całego cyklu

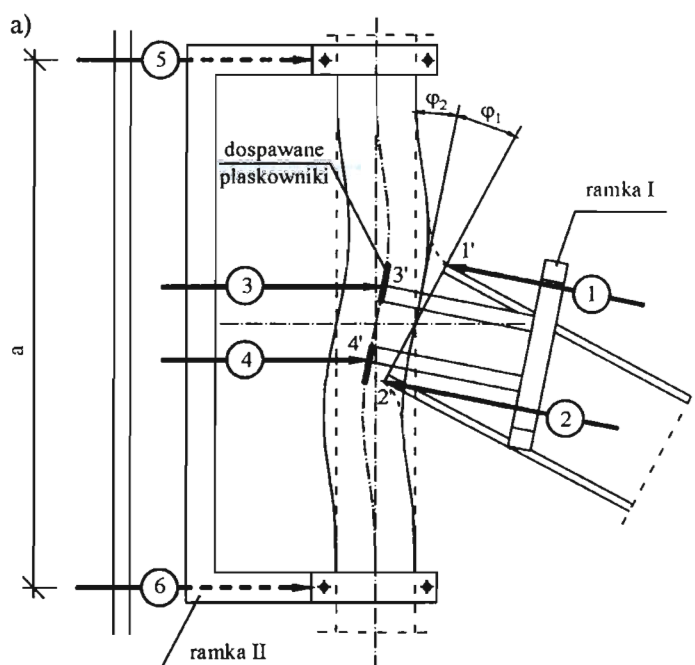
Obciążenie będzie realizowane z wykorzystaniem zbudowanego ostatnio w Instytucie Inżynierii Budowlanej Politechniki Białostockiej uniwersalnego, komputerowo sterowanego systemu zadawania obciążeń o nazwie „HYZDOZOK”. System składa się z dziesięciu zautomatyzowanych siłowników, dwustronnego działania, z instalacją przewodowo-złączną, zasilacza hydraulicznego oraz przejezdnego stanowiska operatorskiego. W eksperymencie zostanie zastosowanych dziewięć, z dziesięciu wyżej wymienionych elementów wykonawczych, w tym: pięć – (7, 8) do realizacji obciążeń pionowych, jeden – (9) do realizacji obciążenia poziomego, trzy zaś – (10) do współdziałania z automatycznym układem przesuwu, zapewniającym grawitacyjny charakter obciążeń słupów i rygli w trakcie narastającego przechyłu ramy. Układ ten składa się z pięciu przesuwanych podpór (11, 12), do których zamocowano siłowniki pionowe (7, 8). Trzy dolne podpory (11) przytwierdzone do spodniej półki belki stendu (4) są dociskane siłownikami (7), przekazującymi obciążenia przez trawersy (5, 13) i ciągną (14) na głowice słupów. Dwie górne podpory (12) pracują jako rozciągane, podobnie jak zamocowane do nich siłowniki (8), obciążające za pośrednictwem trawers (6, 15) i cięgien (16) rygle ramy. Horyzontalne przemieszczenia punktów przyłożenia sił do głowic słupów, mierzone czujnikami indukcyjnymi, przekazywane są do poziomych siłowników (10) przesuwających poziome platformy (11) o stosowną wartość. Niezależne „uruchomienie” wszystkich pięciu podpór wymagałoby łącznie z układem bezpośredniego obciążenia – 11 elementów wykonawczych. Wobec 10 w jakie wyposażony jest system „Hydzozok”, trzy środkowe platformy zostały sprzężone układem stężeń (17). Takie rozwiązanie można dopuścić, ewentualne bowiem niewielkie poziome składowe siły w cięgnach ryglowych (16), mające przeciwne zwroty znośzą się wzajemnie nie krępując bocznego przechyłu ramy. Na rysunku 3b pokazano podporę środkową z mocowaniem stężeń i siłowników. Poprzecznie konstrukcja jest podtrzymywana przez regulowany system wsporczy (18), zapewniający pionowość płaszczyźnie, w jakiej rama jest mocowana i przechylana. Przytwierdzone do trzonów słupów na trzech poziomach łożyska kulowe (rys. 3c) umożliwiają swobodne przemieszczanie się przekrojów słupów w prowadnicach (19) tego systemu.

Przemieszczenia i obroty przekrojów mierzone będą cewkami indukcyjnymi typu Peltron. Jako uzupełnienie zostaną zastosowane czujniki zegarowe. Oszacowanie obrotów nastąpi na podstawie pomiaru względnych przemieszczeń punktów o znanym rozstawie „a”. Na rysunku 4.4a, b oznaczono lokalizację czujników w przekrojach i w obrębie połączeń ramy. Rysunek 4a przedstawia sposób pomiaru kątów obrotów w połączeniu rygla ze słupem. Lokalny kąt obrotu φ_1 , związany z miejscowym odkształceniem czołowej ścianki rury słupa (przy ewentualnej

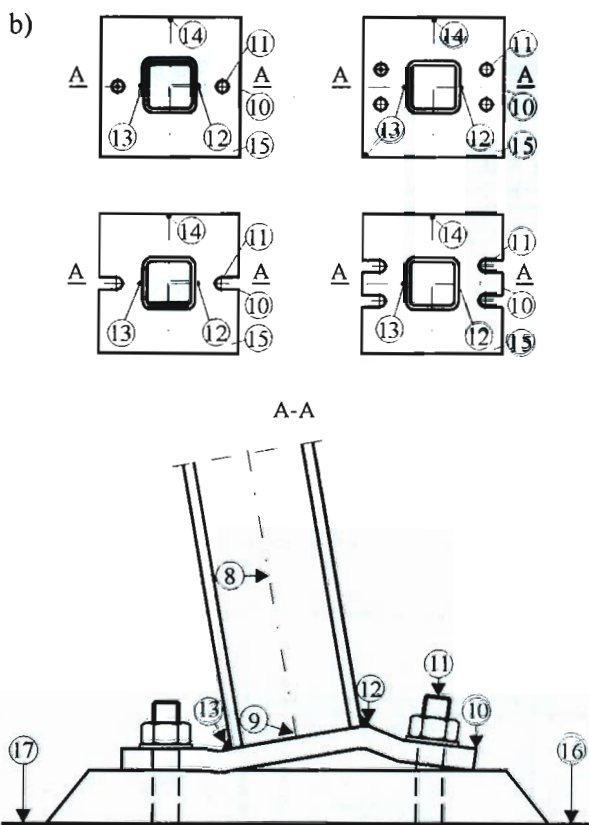
współpracy ścianek bocznych), mierzony jest na podstawie odczytu czujników 1,2 (rejestrujących przemieszczenie punktów 1', 2'), zamocowanych w ramce I, połączonej obejmami z płaskownikami dospawanymi do osi rury słupa.



Rys. 4. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych i tensometrów



Rys. 4a. Układ czujników indukcyjnych do pomiaru kąta obrotu połączenia słupowo-ryglowego



Rys. 4b. Rozmieszczenie czujników w obrębie węzła podporowego

Kąt pośredni φ_2 obrotu przywęzłowej części słupa względem jego osi mierzony jest przez cewki 3 i 4 (rejestrujące przemieszczenia punktów 3' i 4' płaskowników jw.) zamocowane w ramce II przytwierdzonej do rury słupa poza strefą lokalnego i pośredniego obrotu. Kąt obrotu φ_3 związany z utratą ogólnej stateczności słupa określany jest za pomocą przesuwne (w pionie) układu poziomych cewek indukcyjnych (5, 6). Całkowity obrót węzła, będący geometryczną sumą kątów φ_1 , φ_2 i φ_3 , jest równy bezwzględnemu obrotowi przekroju rygla w strefie przywęzłowej. Na rysunku 4b przedstawiono przykładowe rozmieszczenie czujników w obrębie węzła podporowego dla modeli ze śrubami w układach: II i IV (II' i IV') z rysunku 2a, b. Przedstawiono je w kontekście możliwej formy deformacji i zniszczenia części składowych złącza. Czujniki 12 i 13 oraz dublujące je 8 i 9 mierzą kąt ob-

rotu połączenia, a czujniki 16, 17 ewentualny obrót fundamentu. W pozostałych przypadkach, przy ich rozmieszczeniu kierowano się podobnymi zasadami.

Naprężenia, w celu określenia przebiegu momentów i ich zmian w trakcie trwania obciążenia, będą mierzone tensometrycznie. Na rysunku 4 pokazano przekroje, w których zostaną rozmieszczone tensometry firmy Vishey. Zapis indukcyjnych i tensometrycznych pomiarów będzie prowadzony w sposób ciągły poprzez system rejestracji przemieszczeń i naprężeń Vishey „4000”. Po modernizacji układ dysponuje 40 kanałami tensometrycznymi i 40 indukcyjnymi.

3. Podsumowanie

- Przygotowany program – obejmujący próby na 25 modelach ram wykonanych w skali 1:2,5 – jeśli mamy na uwadze dotychczasowe tego typu badania – stanowi obszerną eksperymentalną analizę dotyczącą oceny wpływu podatności połączenia fundamentu ze słupem na jego długość wyboeczeniową i zachowanie się ramy badanej jako przechyłowej. Podatność złącza kształtowana jest przez zmianę grubości blachy podstawy oraz liczby i układu śrub kotwiących.
- Zaproponowany kształt otworów na śruby ułatwia montaż słupa na fundamencie. Rozwiązanie to stanowi poszerzenie możliwości, jakie dają otwory powiększane, co jest szczególnie istotne przy liczbie kotew większej niż dwie. Jest też alternatywą do stosowanych szeroko rozwiercanych otworów, które pomimo skuteczności stanowią akceptację i zachętę do wykonawczej nonszalancji. Ponadto wymagają bardzo dużych podkładek i ich przyspawania do podstawy w celu uniknięcia ewentualnych przemieszczeń słupa. Zaproponowane rozwiązanie nie stawia takich wymagań, wykonanie zaś wycięć może odbywać się w sposób zautomatyzowany podczas produkcji podpory w zakładzie prefabrykacji.
- Zbudowany automatyczny system przesuwu siłowników jest alternatywnym rozwiązaniem dla grawitacyjnego symulatora obciążeń i metody ramy odwróconej. Zastosowanie elektronicznego sposobu przekazywania informacji o bocznych przemieszczeniach głowic słupów i obciążanych przekrojów rygli do układu poziomego przesuwu pionowych siłowników, powoduje ich natychmiastowe i precyzyjne przesunięcie o stosowne wartości. Zapewnia to zachowanie grawitacyjnego kierunku przekazywanych sił podczas narastającego przechyłu konstrukcji. Elektroniczny układ regulacji przesuwu oraz komputerowo sterowany system siłowy sprzężono w jedną całość, aby zagwarantować wysoki stopień sprawności urządzenia. Opór poziomych mechanizmów przesuwu (z uwa-

gi na zastosowanie w nich łożysk i przewodnic z hartowanej stali i wysokiej klasy beztarciowego smaru) jest mało istotny przy zakresie siłowym przesuujących je elementów wykonawczych.

Literatura

- [1] **Ligocki I.:** *Wybrane badania eksperymentalne stalowych ram przechyłowych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2002, Z. nr 22.
- [2] **Ligocki I.:** *Nośność graniczna spawanych węzłów typu „T” w ramach o słupach z rur prostokątnych i dwuteowych ryglach*. Rozprawa doktorska. Białystok, 1992, Biblioteka Politechniki Białostockiej.
- [3] **Ligocki I., Działkowski T.:** *Badanie podatnego połączenia słupa z fundamentem – założenia programu eksperymentalnego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, 2001, Z. 21, 217-229.

THE ASSUMPTIONS OF THE EXPERIMENTAL PROGRAMM AND THE LOADINGS TECHNIC IN THE SWAY FRAMES RESEARCH

Summary: The program regarding about testing of the 25th sway frame which will be realizing at the Technical University of Białystok was presented in the article. The influence of the flexible joint of column with foundation on the reduced buckling length of the column and general stability of the construction will be tested. The short review of the selected realized up till now these types of experiments was achieved too. Applied methods of loading in the context of having proposed our own solution have been particularly taken into consideration.

Key words: sway frame, experiment, programm

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

Jerzy L. Lisowski

FUNKCJONOWANIE SYSTEMÓW ZARZĄDZANIA JAKOŚCIĄ W PRZEDSIĘBIORSTWACH BUDOWLANYCH

Streszczenie: W artykule zaprezentowane zostały częściowe wyniki programu badawczego prowadzonego przez Politechnikę Białostocką na temat wpływu systemów jakości zgodnych z ISO 9000 na przedsiębiorstwa budownictwa. Polskie doświadczenia przedstawione w tej analizie bezspornie wskazują, że wprowadzony system jakości zgodny z ISO 9000 wpłynął pozytywnie przede wszystkim na te procesy organizacyjne, które bezpośrednio zależą od uregulowań normy ISO 9000. Dane badawcze bez wątpienia wskazują, że doprowadzenie systemu jakości do zgodności z wymaganiami ISO 9000 jest w pierwszym rzędzie problemem technicznym, a w mniejszym zakresie problemem związanym z innowacjami w organizacji i interpersonalnymi relacjami pracowników. Wydaje się, że ciągłość rozwoju systemów jakości zgodnych z ISO 9000 i związanego z tym ich wpływu na możliwości konkurencyjne przedsiębiorstw mogą być zapewnione gdy aspekty konkurencyjności firm będą w tym procesie odgrywały większą rolę niż aspekty marketingowe.

Słowa kluczowe: przedsiębiorstwa budowlane, systemy jakości, funkcjonowanie

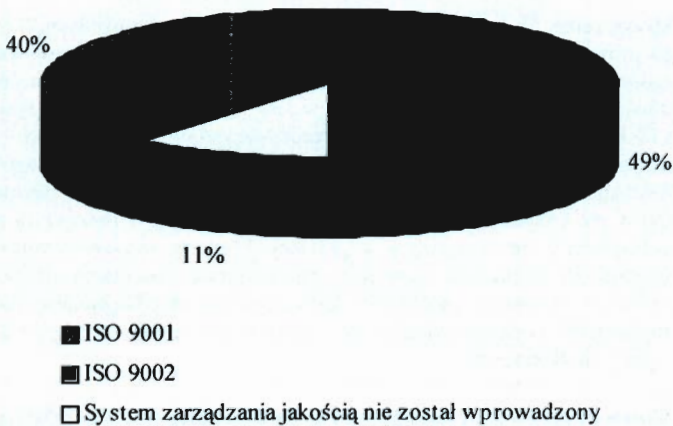
1. Wstęp

W artykule przedstawione są częściowe wyniki programu badawczego pt. „Badanie metod zarządzania jakością, stosowanych w praktyce krajowych przedsiębiorstw budownictwa” realizowanego przez autora w ramach prac naukowych Politechniki Białostockiej. Celem programu badawczego jest możliwie dokładne rozpoznanie metod zarządzania jakością w czołowych polskich przedsiębiorstwach budownictwa i próba oceny ich efektywności.

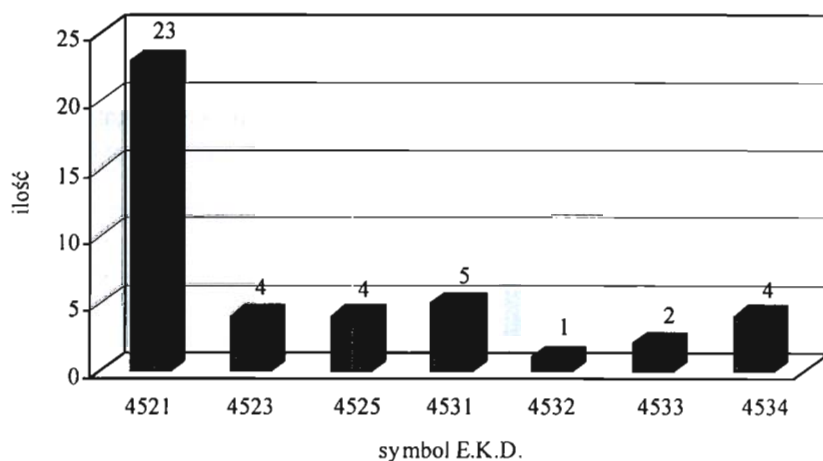
2. Przedsiębiorstwa biorące udział w programie badawczym

W czerwcu i lipcu 2001 roku ankieta badawcza została przesłana do 330 przedsiębiorstw budowlanych w Polsce. Otrzymano ogółem 43 kompletne i prawidłowo wypełnione ankiety. Strukturę systemów jakości w firmach-respondentach prezentuje rysunek 1. Rodzaje działalności przedsiębiorstw uczestniczących w programie badawczym według symboli przyjętych w Europejskiej Klasyfikacji Działalności przedstawiono na rysunku 2.

Badane przedsiębiorstwa różnią się wielkością, którą mierzy się liczbę zatrudnionych w nich pracowników. Zilustrowano to na rysunku 3.



Rys. 1. Struktura systemów jakości stosowanych w badanych firmach



Legenda:

4521: Budownictwo ogólne i inżynieria lądowa

4523: Budowa autostrad, dróg, lotnisk i obiektów sportowych

4525: Specjalistyczne prace budowlane

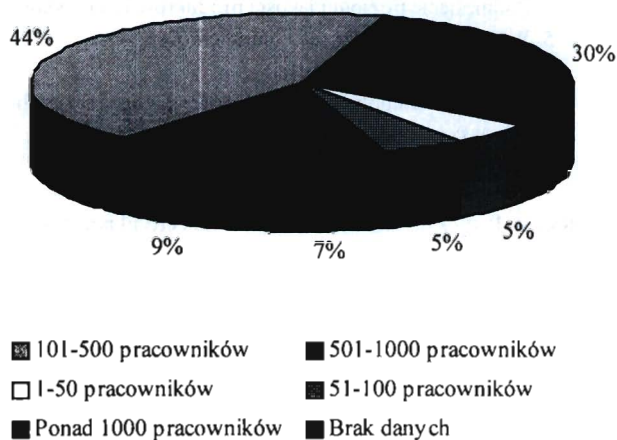
4531: Wykonawstwo instalacji elektrycznych

4532: Budowlane prace izolacyjne

4533: Wykonawstwo instalacji hydraulicznych

4534: Wykonawstwo pozostałych instalacji budowlanych

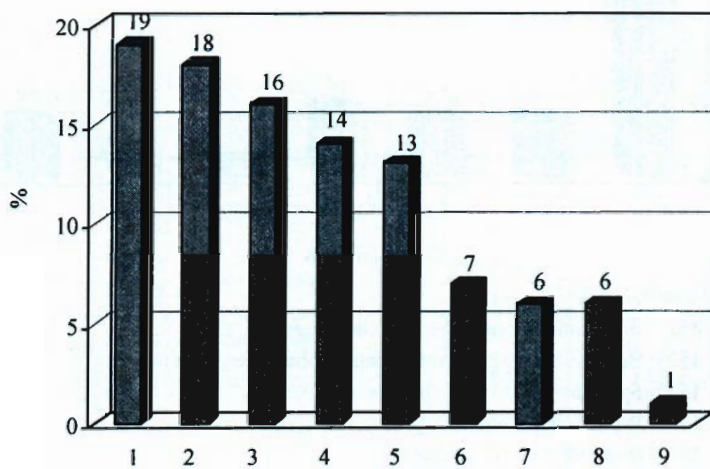
Rys.2. Rodzaje działalności prowadzonej przez firmy - respondentach



Rys. 3. Struktura wielkości przedsiębiorstw uczestniczących w programie badawczym

3. Uwarunkowania wdrażania metod zarządzania jakością

W jednym z pytań ankietowych przedsiębiorstwa proszone były o zidentyfikowanie najistotniejszych przyczyn dążenia do uzyskania certyfikatu systemu jakości. Strukturę odpowiedzi na to pytanie przedstawiono na rysunku 4.

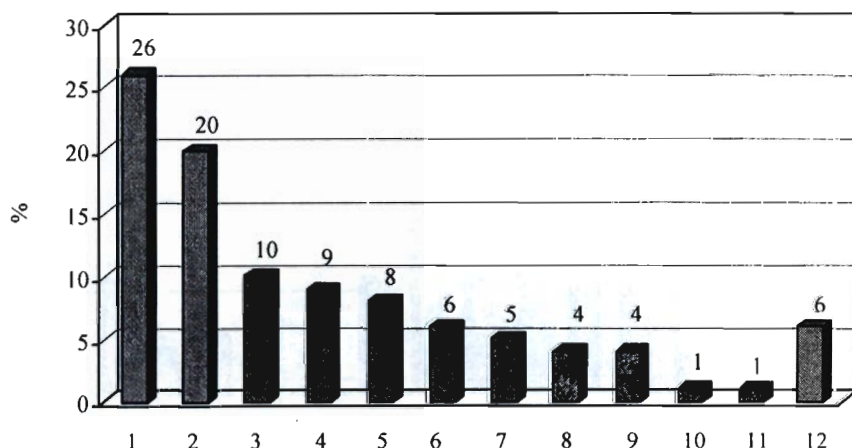


Legenda:

1. Poprawa konkurencyjności na rynku krajowym
2. Podniesienie image przedsiębiorstwa
3. Usprawnienie działania przedsiębiorstwa
4. Podniesienie poziomu jakości produktów i /lub usług
5. Wymogi stawiane przez kontrahentów
6. Obniżenie kosztów jakości
7. Poprawa konkurencyjności na rynkach zagranicznych
8. Zwiększenie udziału na rynku
9. Inne

Rys. 4. Przyczyny dążenia do uzyskania certyfikatu systemu

W następnym pytaniu przedsiębiorstwa proszone były do ujawnienia najistotniejszych trudności napotkanych w procesie wdrażania systemu jakości. Obrazuje to rysunek 5.

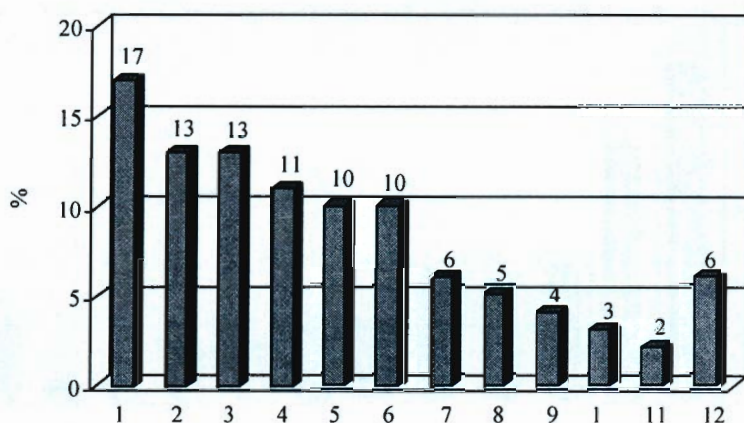


Legenda:

1. Specyfika działalności budowlanej
2. Brak przekonania załogi
3. Opracowanie i wdrożenie do stosowania planów jakości
4. Niejasne i zbyt ogólne sprecyzowanie normatywne
5. Opracowanie i wdrożenie do stosowania procedur systemowych
6. Brak wsparcia ze strony wyższych uczelni technicznych
7. Brak przekonania naczelnego kierownictwa
8. Trudności z "wkomponowaniem" systemu w istniejącą strukturę organizacyjną
9. Opracowanie i wdrożenie do stosowania instrukcji roboczych
10. Sprecyzowanie polityki firmy
11. Opracowanie księgi jakości
12. Inne

Rys. 5. Trudności napotymane przez firmy w procesie wdrażania systemu

Jak widać z powyższego, specyfika działalności budowlanej jest najistotniejszą przyczyną trudności, które napotyka przedsiębiorstwa (w ich opinii) we wdrażaniu systemów zarządzania i zapewnienia jakości na podstawie norm ISO z rodziny 9000. Przewidując to, jako następne zadano firmom pytanie o te specyficzne cechy budownictwa, które są tu najistotniejsze. Zidentyfikowano je na rysunku 6.



Legenda:

1. Jednostkowy charakter produktu budownictwa
2. Wykonywanie produktu na ściśle określone zamówienie
3. Rozproszenie terenowe placów budowy
4. Niska rentowność produkcji budowlanej
5. Organizowanie placu budowy za każdym razem "od nowa"
6. Specjalny charakter procesów produkcyjnych
7. Wybitny wpływ warunków atmosferycznych
8. Zbyt wiele osób ma "coś do powiedzenia" na placu budowy
9. Długi cykl produkcyjny
10. Związanie produktu z gruntem
11. Niski poziom kwalifikacji załogi
12. Inne

Rys. 6. Rola specyficznych cech budownictwa w procesie wdrażania systemu

4. System zapewnienia jakości a zarządzanie przedsiębiorstwem

W referowanym programie badawczym zadano następnie pytania mające na celu zbadanie, w jaki sposób system jakości zgodny z jedną z norm ISO z serii 9000 wpływał na typowe aspekty efektywności zarządzania. Przedsiębiorstwa oceniały każdy z nich z wykorzystaniem skali 1 – 7 według poniższego klucza:

- 1 – zdecydowane pogorszenie w ocenianym aspekcie,
- 2 – pogorszenie,
- 3 – minimalne pogorszenie,

- 4 – oceniany aspekt pozostaje bez zmian,
 5 – minimalna poprawa,
 6 – poprawa,
 7 – zdecydowana poprawa.

Jeżeli badany aspekt procesu zarządzania nie mógł być oceniony, to respondenci byli proszeni o zidentyfikowanie przyczyny braku oceny według poniższego klucza:

- a – ten aspekt (procesu zarządzania) nie jest monitorowany w przedsiębiorstwie,
 b – brak jest danych lub posiadane dane są niewiarygodne,
 c – dane są wprawdzie dostępne, lecz nie zostały przeanalizowane,
 d – ten aspekt (procesu zarządzania) nie ma dla analizowanego przedsiębiorstwa żadnego znaczenia,
 e – inna przyczyna braku oceny.

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

Tabela 1.

Oceny średnie wpływu systemu jakości na aspekty efektywności zarządzania

Lp.	Aspekt procesu zarządzania	Ocena średnia	Brak oceny (%)
1	Satysfakcja pracowników	4,69	17
2	Innowacyjność w procesach zarządzania	5,30	6
3	Innowacyjność w produktach i/lub usługach	5,15	6
4	Satysfakcja dostawców i podwykonawców	5,29	20
5	Redukcja kosztów operacyjnych	4,70	23
6	Lojalność klientów (zamawiających)	5,22	23
7	Pozyskiwanie nowych klientów (zamawiających)	5,32	11
8	Planowanie miesięczne w poszczególnych pionach organizacji	5,46	20
9	Jakość zarządzania	5,83	–
10	Zarządzanie informacjami wewnątrz organizacji	6,11	–
11	Biznesplan całej organizacji	5,36	20
12	Jakość obsługi posprzedażnej	5,79	6
13	Satysfakcja nabywców (zamawiających)	5,52	12
14	Udokumentowana strategia całej organizacji	6,15	6
15	Jakość produktów i/lub usług	5,57	–
16	Sprawność podstawowych procesów (produkcji i/lub usług)	5,57	–
17	Wydajność w podstawowych procesach (produkcji i/lub usług)	5,32	3
18	Zarządzanie zasobami finansowymi	4,90	17
19	Zarządzanie zasobami materialnymi	5,47	9
20	Zarządzanie całym przedsiębiorstwem	5,88	6
21	Rezultaty funkcjonowania całego przedsiębiorstwa	5,25	9

Skala ocen: 1 – 7

Z powyższej tabeli dwie prawidłowości są oczywiste:

- **stosunkowo niewielka rozpiętość** pomiędzy oceną najwyższą (6,15 dla aspektu „udokumentowana strategia całej organizacji”) i najniższą (4,69 dla aspektu „satisfakcja pracowników”),
- **stosunkowo znaczna rozpiętość** pomiędzy ilościami nieocenionych (z różnych względów) parametrów wpływu systemu jakości na różnorodne aspekty zarządzania. Przy czym podział jest tu mniej więcej równy: dziesięć aspektów zostało ocenione przez więcej niż 90% firm (w tym: cztery – przez wszystkie), a jednaście przez mniej niż 90% przedsiębiorstw (w tym: cztery przez mniej niż 80% przedsiębiorstw).

Jeśli nie brać pod uwagę wpływu zmiennej ilości udzielonych ocen, sytuacja jest następująca:

1. W żadnym z ocenianych parametrów średnia ocena wpływu systemu jakości na dany aspekt procesu zarządzania nie była niższa niż 4,00, co oznacza, że systemy jakości w żadnym przypadku **nie powodują** obniżenia sprawności zarządzania.
2. Należy uważać, że w stosunku do aspektów z oceną poniżej 5,00 (minimalna poprawa) sytuacja jest pomiędzy: **bez zmian a minimalna poprawa**.
3. Należy uważać, że w stosunku do aspektów ocenionych powyżej 5,75 **sytuacja uległa poprawie**.
4. W pozostałych przypadkach oceny wskazują, że sytuacja jest **pomiędzy minimalną poprawą, a poprawą**.
5. Średnia ocen dla wszystkich rozpatrywanych aspektów jest 5,40, co oznacza, że **sytuacja uległa minimalnej poprawie**.

5. Wnioski z analizy

Jeśli wziąć pod uwagę wpływ zmiennej ilości udzielonych ocen, analiza prowadzi do następujących wniosków:

1. Bez żadnych wątpliwości można stwierdzić, że system jakości zgodny z ISO 9000 wpłynął na przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego w Polsce w ten sposób, że **sytuacja uległa poprawie** (w ocenie ponad 90% ankietowanych przedsiębiorstw), w zakresie następujących parametrów:
 - jakość zarządzania (ocena 5,83),
 - zarządzania informacjami wewnątrz organizacji (ocena 6,11),
 - jakość obsługi posprzedażnej (ocena 5,79),
 - udokumentowana strategia całej organizacji (ocena 6,15),
 - zarządzanie całym przedsiębiorstwem (ocena 5,88).

2. Bez żadnych wątpliwości można stwierdzić, że system jakości zgodny z ISO 9000 wpłynął na przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego w Polsce w ten sposób, że **sytuacja uległa minimalnej poprawie** (w ocenie ponad 85% ankietowanych przedsiębiorstw), w zakresie następujących parametrów:
 - innowacyjność w procesach zarządzania (ocena 5,30),
 - innowacyjność w produktach i/lub usługach (ocena 5,15),
 - pozyskiwanie nowych klientów (zamawiających) (ocena 5,32),
 - satysfakcja nabywców (zamawiających) (ocena 5,52),
 - jakość produktów i/lub usług (ocena 5,57),
 - sprawność podstawowych procesów (produkcji i/lub usług) (ocena 5,57),
 - wydajność w podstawowych procesach (produkcji i/lub usług) (ocena 5,32),
 - zarządzanie zasobami materialnymi (ocena 5,47),
 - rezultaty funkcjonowania całego przedsiębiorstwa (ocena 5,25).
3. Z zastrzeżeniami można stwierdzić, że system jakości zgodny z ISO 9000 prawdopodobnie wpłynął na przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego w Polsce w ten sposób, że **sytuacja uległa minimalnej poprawie** (w ocenie ponad 70% lecz poniżej 85% ankietowanych przedsiębiorstw), w zakresie następujących parametrów:
 - satysfakcja dostawców i podwykonawców (ocena 5,29),
 - lojalność klientów (zamawiających) (ocena 5,22),
 - planowanie miesięczne w poszczególnych pionach organizacji (ocena 5,46),
 - biznesplan całej organizacji (ocena 5,36).
4. Stosunkowo niskie oceny oraz wysoki procent przedsiębiorstw, które nie były w stanie ich udzielić, prowadzi do stwierdzenia, że wpływ systemu jakości zgodnego z ISO 9000 na przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego w Polsce **nie może być dokładnie oceniony** zakresie następujących parametrów:
 - satysfakcja pracowników (ocena 4,69; 17% przedsiębiorstw bez oceny),
 - redukcja kosztów operacyjnych (ocena 4,70; 23% przedsiębiorstw bez oceny),
 - zarządzanie zasobami finansowymi (ocena 4,90; 17% przedsiębiorstw bez oceny).

6. Zakończenie

W artykule zaprezentowane zostały częściowe wyniki programu badawczego, który ciągle jest kontynuowany (między innymi metodami wywiadu bezpośredniego) w wybranych przedsiębiorstwach krajowych i regionalnych. Przewiduje się, że analiza zbiorcza oraz wnioski ze zrealizowanego programu zostaną udostępnione firmom biorącym w nim udział i Krajowej Izbie Budownictwa. Praca może zatem

stanowić wkład uczelni technicznych w proces przygotowania przedsiębiorstw krajowych do oczekującej je ostrej konkurencji ze strony firm zachodnich, po przystąpieniu naszego kraju do Unii Europejskiej. Sprawność zarządzania (w szczególności w obszarze zapewnienia jakości) będzie bardzo istotna na tym polu.

Literatura

1. **Bizon-Górecka J., Człapińska E.:** *Zapewnienie jakości w przedsiębiorstwie budowlanym*. *Ekonomika i Organizacja Przedsiębiorstwa* nr 4/96.
2. **Chrabczyński G., Łapinski R.:** *Istota planów jakości przedsięwzięć inwestycyjnych*. *Forum Budowlane* nr 2/99.
3. **Chrabczyński G.:** *Zarządzanie jakością w przedsięwzięciach inwestycyjnych*. *Forum Budowlane* nr 1/99.
4. **Gasparik J.:** *Zarządzanie jakością w przedsiębiorstwach budowlanych Słowacji*. *Przegląd Organizacji* nr 3/98.
5. **Gołębiewski M., Janasz W., Prozorowicz M.:** *Zarządzanie jakością w przedsiębiorstwie*, Uniwersytet Szczeciński. Szczecin, 1999.
6. **Jaworski K.:** *Analiza podstawowych kryteriów jakości w projektowaniu organizacji budowy*. *Inżynieria i Budownictwo* nr 11/95.
7. **Kietliński W.:** *Krótką analiza systemów zarządzania*. *Forum Budowlane* nr 1/99.
8. **Kulejewski J., Minasowicz A.:** *Instrumenty zapewnienia jakości procesu inwestycyjnego*. *Inżynieria i Budownictwo* nr 6/96.
9. **Lisowski J.:** *Ekonomika przedsiębiorstwa budowlanego*. PWN, Warszawa, 1988.
10. **Lisowski J.:** *Dokumentacja systemu jakości w przedsiębiorstwie budowlanym*. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej (Budownictwo)* Nr 18, 1998.
11. **Lisowski J.:** *O ISO 9000 jeszcze inaczej*. *Tygodnik Budowlany* nr 1-2/99.
12. **Lisowski J.:** *System jakości w przedsiębiorstwie budowlanym - zarządzanie dokumentacją systemową*. *Inżynieria i Budownictwo* nr 4/99.
13. **Lisowski J.:** *Systemy zarządzania jakością*. *Kalejdoskop Budowlany* nr 7/8/99.
14. **Lisowski J.:** *Systemy jakości w ujęciu normy ISO*. *Kalejdoskop Budowlany* nr 10/99.
15. **Lisowski J.:** *Przedsiębiorstwo budowlane XXI wieku*. *Budowlany Informator Techniczny* nr 2, 2000.
16. **Lisowski J.:** *Zakupy w systemie zarządzania jakością*. *Kalejdoskop Budowlany* nr 4, 2000.

17. **Lisowski J.:** *Podstawy zarządzania jakością*. Politechnika Białostocka, 2000
18. **Lisowski J.:** *System zarządzania jakością - nadzorowanie wyrobu niezgodnego z wymaganiami*. Kalendarz Budowlany nr 3/2001.
19. **Lisowski J.:** *Planowanie jakości w zarządzaniu przedsiębiorstwem*. Budowlany Informator Techniczny nr 5/2001.
20. **Pawlikowski J.:** *Systemy zapewnienia jakości w budownictwie*. Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa, 1998.
21. **Rowiński L.:** *Marketing w przedsiębiorstwach budowlanych*. Forum Budowlane nr 1/99.
22. **Sobocińska A.:** *Uwarunkowania i perspektywy wprowadzania systemów zapewnienia jakości i TQM w przedsiębiorstwach budowlanych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej (Maszyny Robocze i Pojazdy) nr 45/96.
23. **Tracz J.:** *O wdrażaniu systemu zapewnienia jakości według norm ISO serii 9000 w przedsiębiorstwach budowlanych*. Inżynieria i Budownictwo nr 5/97.
24. **Wierzbicki S.:** *System zapewnienia jakości w budownictwie*. Inżynieria i Budownictwo nr 1-2/94.
25. **Żybertowicz M.:** *System zapewnienia jakości według ISO 9000 – moda czy konieczność?* Inżynieria i Budownictwo nr 2/97.

FUNCTIONING OF QUALITY MANAGEMENT SYSTEMS IN CONSTRUCTION COMPANIES

Summary: The article presents partial results of research program carried out in Białystok Technical University on the practical implication of quality systems according to ISO 9000 in construction companies. The Polish experience, presented in the analysis incontestably leads to the conclusion that the introduced quality system according to ISO 9000 has positively influenced first of all those processes in the organization that are connected with and depending on the ISO standard. Our data unquestionably shows that providing the conformity of the quality system with the requirements of ISO 9000 is first of all a technical problem and much less the problem connected with innovation of organisations and interpersonal relations among the employees. It seems that the permanency in the development of quality systems according to ISO 9000 and the related influence on assurance of the competitive ability of the organization will be ensured, when the actual motive, connected with the criterion of competitiveness will prevail over the marketing motive.

Key words: construction companies, quality systems, operation

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIIB/07/01.

Wiesław Matwiejczuk, Jerzy Obolewicz

OTOCZENIE ZEWNĘTRZNE BUDOWNICTWA

Streszczenie: Warunki zewnętrzne w jakich działa przedsiębiorstwo wywierają istotny wpływ na bieżące zachowanie tego przedsiębiorstwa jak i na podejmowane przez nie decyzje strategiczne. W niniejszym opracowaniu przedstawiono charakterystykę otoczenia zewnętrznego w jakim funkcjonuje przedsiębiorstwo budowlane w aspekcie dokonywanych wyborów strategicznych. Przedstawiono specyficzne cechy otoczenia w budownictwie, które mają istotny wpływ na zarządzanie organizacjami gospodarczymi. Ukazano obszary konkurencji i graficzne usytuowanie przedsiębiorstwa budowlanego w otoczeniu zewnętrznym.

Słowa kluczowe: otoczenie zewnętrzne przedsiębiorstwa, makro- i mikrootoczenie firmy, przedsiębiorstwo wirtualne, zarządzanie strategiczne, otoczenie konkurencyjne w budownictwie, sektor budownictwa

1. Uwarunkowania zewnętrzne działalności przedsiębiorstwa

O sukcesie bądź porażce przedsiębiorstwa w dużym stopniu decyduje otoczenie zewnętrzne, w którym ono funkcjonuje. To właśnie otoczenie rozstrzyga, w jakim zakresie produkty organizacji odpowiadają klientom, jak te produkty wytwarzać i na jakich zasadach sprzedawać [1]. Dlatego też przy budowie niezbędnej strategii firmy podstawową czynnością jest dogłębna analiza otoczenia przedsiębiorstwa.

W ujęciu ogólnym otoczenie zewnętrzne można określić jako zbiór składników rzeczywistości gospodarczej, otaczającej przedsiębiorstwo i wchodzącej w zależności z tym przedsiębiorstwem. Otoczenie to ma charakter dynamiczny, zmieniający się stosownie do warunków i segmentów rynku, potrzeb klientów, pozycji konkurencyjnej firmy i jej celów itp. Oddziaływanie jego ma aspekt wielowymiarowy, wynikający z synergii wszystkich czynników otoczenia.

W literaturze przedmiotu powszechnie stosowany jest metodologiczny podział otoczenia zewnętrznego na makrootoczenie (globalne) lub otoczenie dalsze (ogólne) oraz na otoczenie celowe (bliższe), zwane też otoczeniem konkurencyjnym (sektorowe, branżowe).

Otoczenie ogólne przedsiębiorstwa (makrootoczenie) obejmuje określone wymiary i siły, w których to przedsiębiorstwo działa i wywiera istotny wpływ na to działanie. Do podstawowych elementów makrootoczenia, które firmy powinny uwzględniać, R.W.Griffin zalicza wymiar ekonomiczny, techniczny, prawno-polityczny, międzynarodowy i socjokulturowy [2]. Każdy z powyższych segmentów otoczenia określa warunki i wydarzenia oddziaływające na organizację tworząc dla niej szanse i zagrożenia. Poszczególne organizacje nie mają możliwości oddziaływania na te wymiary otoczenia, mogą natomiast reagować w sposób aktywny na sygnały i bodźce płynące z makrootoczenia, przystosowując się do wymagań otoczenia i wykorzystując swe szanse lub unikając zagrożeń. Typowym przykładem czynników otoczenia dalszego mogą być zmiany polityczne i gospodarcze w kraju czy na świecie, nowe regulacje prawne i ekonomiczne czy przemiany demograficzne. Do najistotniejszych sygnałów docierających dziś do przedsiębiorstw z makrootoczenia zaliczyć należy: pogłębienie transformacji gospodarczej, dokonującej się w naszym kraju od około 10 lat, wraz z nowymi wyzwaniem jakie niesie globalizacja gospodarki w tym spowolnienie tempa rozwój i zaostrzenie konkurencji na skutek między innymi ograniczenia wydatków inwestycyjnych. W budownictwie przykładem wykorzystania szans wypływających ze zmian socjokulturowych i ekonomicznych jest m.in. przestawienie się firm wykonawczych budownictwa mieszkaniowego z technologii wielkopłytywowej (nie lubianej przez mieszkańców i architektów) na technologię monolityczną czy wykorzystanie prawnie przyznanych ulg mieszkaniowych przez wykonawców.

Bliższe przedsiębiorstwu **otoczenie celowe** (mikrootoczenie) jest łatwiejsze do określenia ze względu na bardziej konkretny charakter jego elementów. Otoczenie celowe stanowią wszystkie podmioty gospodarcze i prawne, które mają z przedsiębiorstwem powiązania kooperacyjne lub konkurencyjne [3]. Otoczenie to często nazywane jest otoczeniem konkurencyjnym, gdyż w jego obszarze toczy się walka konkurencyjna. Oznacza to występowanie sprzężenia zwrotnego – wzajemnego oddziaływania przedsiębiorstwa i elementów tego otoczenia, wśród których wyróżnić należy: dostawców, nabywców (klientów), konkurentów istniejących i potencjalnych, sojuszników strategicznych, właścicieli i instytucje regulujące.

Pozycja konkurencyjna jaką przedsiębiorstwo zajmuje na rynku wyznacza siłę i rodzaj oddziaływania organizacji na poszczególne elementy otoczenia zewnętrznego, które przybierają cechy gry ekonomicznej.

Poszerzenie obszaru analizy otoczenia w zarządzaniu strategicznym proponuje K.Obłój, wydzielając w otoczeniu firmy trzy poziomy: środowisko (ekosystem), branżę i grupę strategiczną[4]. Środowisko organizacji jest określone jako złożony system wielu trendów, zdarzeń, rynków, które tworzą kontekst działania firmy. Ujawniają one zmiany preferencji klientów, potencjalne wejścia nowych konku-

rentów, trendy koniunktury, w tym światowej, presje rządów itp. z pożądanym wyprzedzeniem czasowym. Tak szerokie postrzeganie otoczenia organizacji sięgające poza rynek jej działania, oraz wybieganie w przyszłość jest szczególnie istotne w sytuacji ogromnego wzrostu znaczenia informacji we współczesnym świecie i szybko postępującego rozwoju granic oddziaływania środowiska. Poziom analizy bezpośredniego otoczenia gospodarczego firmy obejmuje sektor (branżę), w którym ona działa. Dalszy poziom analizy otoczenia przedsiębiorstwa dotyczy obszaru bezpośrednich konkurentów, wchodzącej w skład tzw. **grupy strategicznej**.

Klasycznym podejściem jest już dziś podejście M. E. Portera, który proponuje spojrzenie na otoczenie organizacji w kategorii pięciu sił konkurencyjnych: zagrożenia ze strony nowych konkurentów, atrakcyjności i konkurencyjności sektora, zagrożeń substytutami, siły nabywców i dostawców [5]. Powyższe siły konkurencji w praktyce działania każdej firmy winny być poddane wnikliwym badaniom z uwzględnieniem specyfiki sektora, w którym funkcjonuje organizacja. Analiza branży według modelu Portera jest dziś powszechnie stosowana przy ocenie branży i wyjawianiu sił działających w otoczeniu.

Inne kryteria wyróżnienia otoczenia firmy proponuje B. Pełka [6]. Zakłada on podział otoczenia w jakim funkcjonuje przedsiębiorstwo na osiem segmentów obejmujących:

- klientów firmy i użytkowników jej wyrobów i usług,
- dostawców kapitałów – udziałowcy, banki kredytujące i inne instytucje finansowe,
- konkurentów firmy,
- dostawców usług i dóbr niezbędnych dla firmy,
- administrację rządową i sądową,
- związki i stowarzyszenia gospodarcze,
- samorządy lokalne.

Ostatnio na Zachodzie coraz częściej używane jest pojęcie **otoczenie wirtualne**. Określa się tym pojęciem środowiska w jakim funkcjonuje przedsiębiorstwo wirtualne, w którym stale zmieniają się linie podziału między przedsiębiorstwem, dostawcami i klientami. Otoczenie wirtualne postrzegane jest jako zbiór mogących zaistnieć różnych układów prawdopodobnych zdarzeń [7]. W odróżnieniu od konwencjonalnego podejścia, przy wirtualnym otoczeniu zakłada się, że jego ścieżki rozwojowe nie są z góry przesądzone i że są możliwe ścieżki alternatywne, kreowane zarówno przez dany podmiot analizujący otoczenie, jak i przez inne podmioty należące do otoczenia. Oznacza to jednoczesne odejście od założeń ciągłości przebiegu procesów i zjawisk otoczenia (przeszłość, teraźniejszość i przyszłość) z równoczesnym niewykluczeniem takiej ciągłości. Duża różnorodność alternatywnego kształtowania rzeczywistości gospodarczej przedsiębiorstw pocią-

ga za sobą znacznie większe ryzyko w podejmowaniu decyzji strategicznych oraz w przewidywaniu ich skutków.

Istotnym problemem jest reakcja przedsiębiorstwa na swoje otoczenie. W. Kieżun dostrzega wzajemne relacje środowiska zewnętrznego i przedsiębiorstwa, które zmienia się w dostosowaniu do bieżącej gry konkurencyjnej, systemu ekonomicznego, postawy klientów, polityki rządu itp. Jednocześnie przedsiębiorstwo także oddziałuje na środowisko poprzez przyjętą strategię rozwoju [8].

W zależności od sytuacji i zasobu wiedzy o możliwych trendach w otoczeniu firma może oddziaływać na poszczególne elementy tego otoczenia poprzez zarządzanie informacją, projektowanie organizacji i bezpośredni wpływ na otoczenie. Może też różnie oddziaływać strategicznie na rynek, wykorzystując prawne formy koncentracji kapitału ze współpracą z innymi firmami włącznie (fuzje, przejęcia, zakupy, sojusze).

Jeśli wziąć pod uwagę przedstawioną mnogość aspektów otoczenia zewnętrznego, w jakim funkcjonuje współczesne przedsiębiorstwo, można powiedzieć, że trafne jest określenie W. Grudzewskiego i I. Hejduk [9], mówiące o tym, że makro-otoczenie stwarza określony układ szans i zagrożeń dla wszystkich przedsiębiorstw w danym regionie lub kraju, a otoczenie konkurencyjne określa warunki działania i rozwoju konkretnej firmy w określonej branży lub na wydzielonym rynku.

Od jego wewnętrznego potencjału zależy, w jakim stopniu te warunki przedsiębiorstwo wykorzysta.

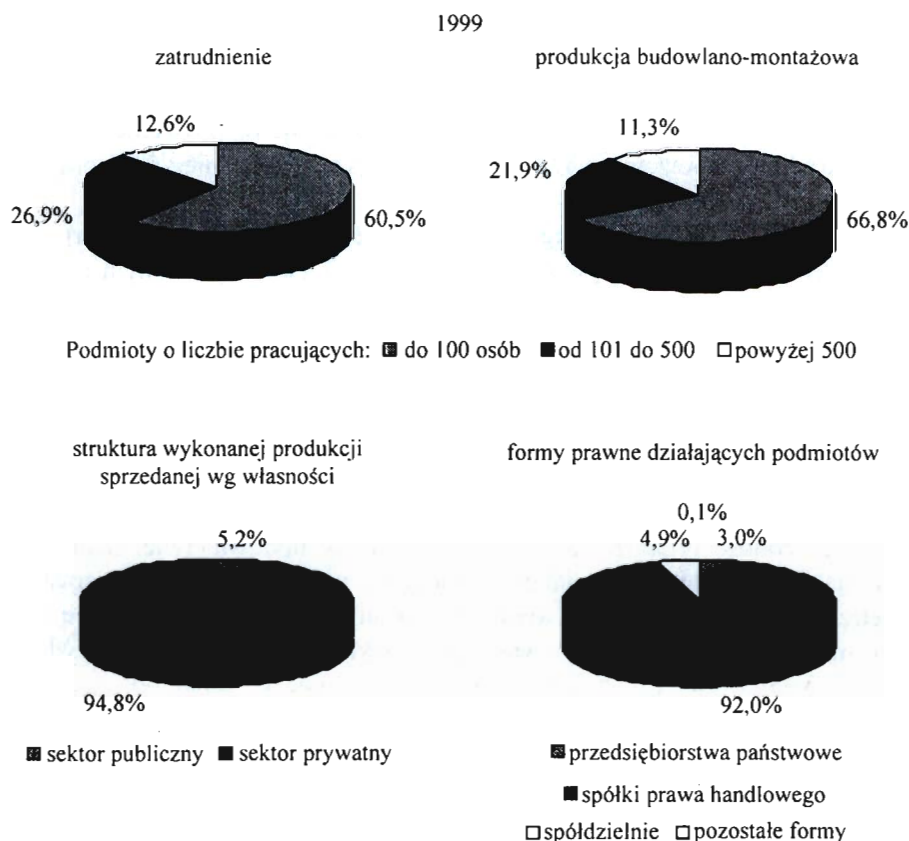
2. Specyfika otoczenia celowego w budownictwie

Sektor budownictwa można zdefiniować jako funkcjonujące na rynku inwestycyjnym przedsiębiorstwa budowlane, realizujące różnorodne zadania inwestycyjne, produkujące podstawowe materiały budowlane oraz świadczące usługi z zakresu budownictwa.

Branża budowlana w Polsce to liczna grupa przedsiębiorstw, skupiających w 1999 roku około 19 tys. podmiotów gospodarczych, mocno zróżnicowanych pod względem m. in. wielkości potencjału produkcyjnego, formy prawnej i własnościowej. Tę dużą różnorodność sektora obrazują wykresy na rysunku 1.

Z przedstawionych wykresów wynika, że dominującą formą organizacyjną w budownictwie są małe spółki prawa handlowego, zatrudniające do 100 osób i stanowiące około 92% całkowitej liczby firm budowlanych. To one wykonywały w 1999 roku około 67% produkcji budowlano-montażowej i zatrudniały około 60% pracujących w budownictwie. Sektor prywatny wykonywał prawie 95% wartości sprzedaży budownictwa i charakteryzował się dość niską rentownością sprze-

daży (na poziomie 2-3%). Charakterystyczne jest, że regres w budownictwie w okresie przemian strukturalnych w Polsce trwał dość krótko (lata 1990-1992). Późniejszy dynamiczny wzrost nakładów inwestycyjnych spowodował ponownie szybki rozwój budownictwa, wyhamowany dopiero w ostatnich latach.



Rys. 1. Zróżnicowanie elementów sektora budownictwa w 1999 roku

Źródło: opracowanie własne na podstawie danych GUS

W budownictwie, wytwarzającym specyficzny produkt, tj. inwestycje, prawa rynku w swoisty sposób wkomponowały konkurencję. Transformacja systemu gospodarczego zapoczątkowana w Polsce w latach dziewięćdziesiątych oraz znaczne ograniczenie poziomu inwestowania stworzyły podstawę dla funkcjonowania rynku budowlanego i konkurencji.

Specyfika procesu budowlanego i jego produktu wymusza różnorodne przejawy zachowań konkurencyjnych, zarówno podstawowych podmiotów działających w tej sferze – przedsiębiorstw budowlanych jak i pozostałych elementów otoczenia. Do charakterystycznych cech budownictwa, odróżniających je od innych branż, przyjęło się zaliczać [10]:

- indywidualny charakter każdej inwestycji – wymagający zróżnicowanych rozwiązań organizacyjnych czy technologicznych przy realizacji nawet tych samych obiektów,
- nieruchomość produktów budownictwa i jego znaczne rozproszenie terytorialne – co utrudnia planowanie organizacji i późniejsze wykonanie zadań oraz wpływa na koszty realizacji,
- elastyczność rynku budowlanego (w sensie przestrzennym i rzeczowym) – firmy z różnych miejscowości są w stanie realizować obiekty o podobnym profilu robót w miejscu często znacznie oddalonym od swojej siedziby,
- relatywnie długi okres realizacji inwestycji i uzyskiwania efektów – wymagający długotrwałego zamrożenia środków materialnych i finansowych,
- losowy charakter czasu wykonania procesów budowlanych – w znacznym stopniu zależny od czynników atmosferycznych, płynności kadr, awaryjności maszyn i urządzeń itp.

Powyższe specyficzne cechy realizacji procesów budowlanych, ukazujące dodatkową złożoność organizowania i zarządzania w budownictwie, mają istotny wpływ na kształtowanie się i jakość stosunków panujących między otoczeniem zewnętrznym oraz przedsiębiorstwami budowlanymi. Szczególnie ważące są dziś relacje między inwestorem, zamawiającym a wykonawcami usług budowlanych, z racji uprzywilejowanej pozycji inwestora, wypływającej z funkcjonowania rynku zamawiającego.

Przedsiębiorstwa wykonawstwa budowlanego nastawione są na „przetwarzanie” środków finansowych w konkretne obiekty inwestycyjne, zaspokajające określone potrzeby społeczne. Inspiratorem działalności inwestycyjnej jest właściciel środków finansowych- inwestor, który ma potrzebę zrealizowania określonych zamierzeń rozwojowych. Dlatego też interesy i zachowanie inwestora będą w głównej mierze określały ramy i zakres konkurencji na rynku inwestycyjnym. Występująca od około 10 lat przewaga podaży usług budowlanych nad popytem na nie, zaostrza konkurencję wśród firm budowlanych i stawia w pozycji uprzywilejowanej zamawiającego. Przedsiębiorstwa wykonawcze muszą się więc starać w maksymalnym stopniu zadowolić oczekiwania inwestora, uwzględniając także wszystkie inne wymogi rynku.

Przedsiębiorstwa budowlane konkurują pomiędzy sobą na rynku w dwóch płaszczyznach:

- marketingowej – pozyskiwanie zleceń (kontraktów),
- realizacyjnej – efektywne wykonawstwo zadań inwestycyjnych przynoszące zyski.

Dla samodzielnych przedsiębiorstw jednym z najważniejszych zadań, dających podstawy dalszego ich funkcjonowania, stało się pozyskiwanie zleceń na wykonawstwo robót budowlanych. Należy zauważyć, że tryb wyłaniania wykonawcy prac określa zamawiający. Inwestorów sektora publicznego obowiązuje obligatoryjnie przetargowy tryb zlecania robót, którego zasady organizowania precyzuje „Ustawa o zamówieniach publicznych” z 10 lipca 1994 (z późniejszymi zmianami). Coraz częściej, szczególnie przy korzystaniu ze środków pomocowych Unii Europejskiej, stosowane są procedury określone przez Międzynarodowe Stowarzyszenie Inżynierów-Konsultantów FIDIC, Europejskiego Banku Odbudowy i Rozwoju czy Banku Światowego.

Zamawiający może swobodnie kształtować organizacyjną formę przeprowadzenia przedsięwzięcia inwestycyjnego, decydując o ilości wykonawców i o zakresie wykonywanych przez nich usług. W praktyce stosowane są różne formy organizacji procesu inwestycyjnego. W zależności od wielkości i złożoności zadania, możliwości kadrowych inwestora, może on powierzyć funkcję generalnego realizatora inwestycji (GRI) jednemu z wykonawców, zlecając mu cały zakres czynności występujących w procesie inwestycyjnym- projektowanie, wykonawstwo robót, dostawy maszyn i urządzeń, wyposażenie i rozruch. Praktykowany jest także rozdział zadań na prace projektowe i roboty budowlane wraz z powierzeniem funkcji generalnego projektanta i generalnego wykonawcy, którzy odpowiadają za realizację powierzonych prac.

Stosowany jest również podział zadania inwestycyjnego na określone zakresy robót (podział technologiczny lub rzeczowy) i zlecany do wykonania poszczególnym firmom.

Należy zauważyć, że system wykonawstwa częściowego jest kosztowo tańszy (nie ma dodatków płaconych generalnemu wykonawcy za dobór podwykonawców i za koordynację pracy wszystkich wykonawców). Wielu inwestorów wybiera jednak kompleksowe zlecenie wykonania zadania jako wygodniejsze w zarządzaniu i organizacji przedsięwzięcia inwestycyjnego oraz przynoszące większe efekty sumaryczne.

Na etapie pozyskiwania kontraktów pomiędzy firmami wykonawczymi rozgrywa się ostra walka konkurencyjna, która ustaje wraz z wyborem wykonawcy i rozpoczęciem realizacji inwestycji. Złożoność produktu, jakim jest zadanie inwestycyjne, wymaga współdziałania wielu wykonawców, realizujących określone rodzaje robót – roboty ogólnobudowlane, montażowe, instalacje sanitarne, elektryczne itp. Wygrywający przetarg, jako generalny wykonawca, ponosi odpowiedzialność

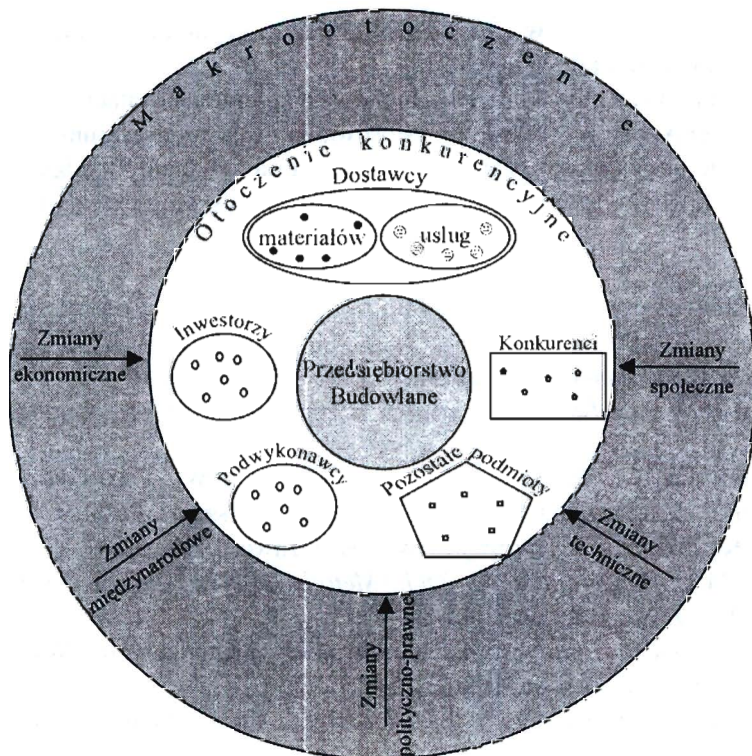
ność przed inwestorem w ramach łączącej ich umowy za realizację kontraktu. Na nim więc spoczywa obowiązek zorganizowania i zarządzania procesem wykonawczym na placu budowy oraz zapewnienia dostaw urządzeń i wyposażenia.

Dobre przygotowanie i sprawny przebieg fazy realizacji inwestycji prowadzi nie tylko do komercyjnego sukcesu przedsięwzięcia, ale także do skrócenia cyklu realizacyjnego oraz obniżki kosztów własnych wykonania. Powyższe elementy powinny doprowadzić jednocześnie do podniesienia konkurencyjności wszystkich uczestniczących w danej realizacji przedsiębiorstw. Pożądane są tu partnerskie relacje pomiędzy organizatorem procesu realizacyjnego (GRI, GW) a podwykonawcami, bez narzucania nierównoważnych warunków kontraktowych, co często ma miejsce w praktyce.

3. Układ otoczenia zewnętrznego firmy budowlanej

Na rysunku 2 został zaprezentowany układ otoczenia zewnętrznego, ukazujący najważniejsze elementy oddziałujące na przedsiębiorstwo budowlane, które funkcjonuje na rynku. Powyższy model dotyczy przedsiębiorstwa budowlanego podejmującego się organizacji i wykonania zadania inwestycyjnego w ramach generalnego realizatora bądź w generalnym wykonawstwie.

W otoczeniu celowym do konkurentów przedsiębiorstwa należy zaliczyć inne firmy rywalizujące z nim na rynku o zasoby i klientów-inwestorów. W grupie dostawców wyróżnić można dwie podgrupy. W jednej z nich występują podmioty dostarczające budownictwu materiały budowlane, maszyny, urządzenia i elementy wyposażenia niezbędne do realizacji konkretnej inwestycji. W skład tej podgrupy wchodzi zarówno bezpośredni producenci tych wyrobów jak i dystrybutorzy (hurtownie, przedstawicielstwa, jednostki detaliczne). Do drugiej podgrupy wchodzi dostawcy usług, świadczący usługi projektowe, sprzętowe, transportowe bądź usługi z zakresu produkcji pomocniczej. Grupę podwykonawców stanowią firmy wykonawcze, uczestniczące w wykonywaniu określonego zakresu robót na budowie w charakterze zleceniobiorcy generalnego realizatora. Głównie są to firmy specjalistyczne, wykonujące ściśle określony profil robót. W praktyce częste są przejścia przedsiębiorstw z grupy podwykonawców do samodzielnie organizujących i realizujących przedsięwzięcie inwestycyjne. Pozostałe podmioty występujące na rynku stanowią zróżnicowaną grupę, z których do najważniejszych zaliczyć należy instytucje wypełniające funkcje regulacyjno-normatywne w procesie inwestycyjnym i działalności gospodarczej.



Rys. 2. Układ otoczenia przedsiębiorstwa budowlanego
Źródło: opracowanie własne

Z otoczenia dalszego docierają do przedsiębiorstwa sygnały o zachodzących zmianach w zakresie ekonomicznym, polityczno-prawnym, społecznym, międzynarodowym i technicznym. Sygnały te są niezmiernie ważne przy konstruowaniu strategii działania przedsiębiorstwa budowlanego, które funkcjonuje w stale poszerzającym się środowisku i w sytuacji pojawiania się w otoczeniu nowych wyzwań i zagrożeń.

3. Podsumowanie

Złożoność i dynamika współczesnego otoczenia, w jakim działa przedsiębiorstwo budowlane, stwarzają dla przedsiębiorstwa bardzo poważne zagrożenia. Częste zmiany poszczególnych elementów otoczenia ogólnego, rozległość otoczenia, wywołana procesami globalizacji, czy też zróżnicowanie związane z ciągłym po-

szerzaniem gamy produktów i usług to ważniejsze czynniki kształtujące warunki funkcjonowania firm budowlanych.

Czynniki te wymagają od przedsiębiorstwa ciągłej transformacji w zakresie produktowo-usługowym i w zakresie przystosowania do nowych warunków zewnętrznych. Nabycie umiejętności swoistego „zarządzania zmianami” będzie dla przedsiębiorstwa głównym czynnikiem, który pomoże w uzyskaniu przez nie sukcesu.

Literatura

1. **Drucker P.F.:** *Skuteczne zarządzanie*. PWN, Warszawa, 1976.
2. **Griffin R.W.:** *Podstawy zarządzania organizacjami*. PWN, Warszawa, 1998, s. 100-114.
3. **Gierszewska G.:** *Zarządzanie strategiczne*. Wyd. Wyższej Szkoły Przedsiębiorczości i Zarządzania im. L. Koźmińskiego, Warszawa, 2000, s. 49-50.
4. **Oblój K.:** *Strategia organizacji*. PWE, Warszawa, 1999, s. 103.
5. **Porter M.E.:** *Strategia konkurencji. Metody analizy sektorów i konkurentów*. PWE, Warszawa, 1999, s. 22-49.
6. **Pełka B.:** *Zarządzanie przedsiębiorstwami i menedżeryzm*. Wyd. IOiZwP „ORGMAZ”, Warszawa, 1996, s. 11-13.
7. **Moszkowicz M.:** *Strategia przedsiębiorstwa okresu przemian*. PWE, Warszawa, 2000, s. 71.
8. **Kieżun W.:** *Sprawne zarządzanie organizacją*. Wyd. SGH, Warszawa, 1997, s. 34.
9. **Grudzewski W, Hejduk I.:** *Małe i średnie przedsiębiorstwa w gospodarce rynkowej w Polsce*. Wyd. WSzHiP, Warszawa, 1998.
10. Między innymi **Jaworski K. M.:** *Metodologia projektowania realizacji budowy*. PWN, Warszawa, 1999, s. 22-24; **Bielak J.:** *Marketing w budownictwie*. Wyd. Politechniki Koszalińskiej, Koszalin, 1997.

EXTERNAL ENVIRONMENT OF CONSTRUCTION INDUSTRY

Summary: External conditions, in which a construction company works, make significant influence on its actual behaviour and strategic decisions. The article describes some features and complexity of external environment, in which builder's firm works, in aspect of strategic choices. The specific features of general and advisable environments in building have significant influence on economics and management of construction firms. There are presented areas of competition and graphic location of construction firm in external environment.

Key words: external environment of firm, macro- and micro- environment of firm, virtual firm, strategic management, competitive environment in building, building's section

Piotr Michalczuk, Rościław Tribiło

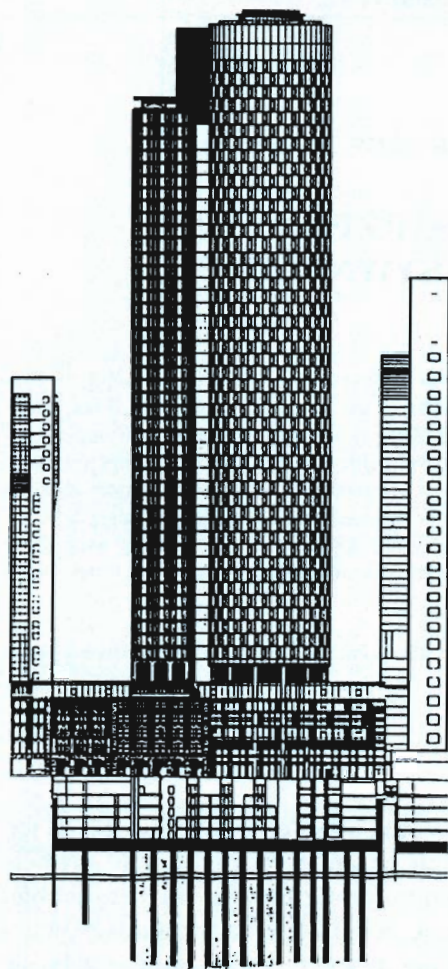
MODELE PRZESTRZENNE OBIEKTÓW MASYWNYCH

Streszczenie: Praca jest prezentacją sposobu identyfikacji obiektów materialnych dyskretnymi zbiorami parametrów wykorzystywanych do wypełnienia przestrzeni nieograniczonej. Istotą koncepcji jest uzyskiwanie modeli przydatnych do rozwiązywania zagadnień mechaniki ośrodków sprężystych z uwzględnieniem efektów mas. Koncepcję analizy sformułowano opierając się na zasadzie prac wirtualnym stanie przemieszczeń zbiorów węzłów przestrzeni skończonych o różnych gęstościach mas. Uogólniono poglądy w zakresie koncepcji analizy błędów w dyskretyzacji przestrzeni, które mają zasadniczy wpływ na redystrybucję mas i spełnienie warunków równowagi. Modelami obiektów są równania matematyczne [11].

Słowa kluczowe: przestrzeń, dyskretyzacja, masa, praca wirtualna, modele matematyczne

1. Wstęp

Na formę i treść pracy wpłynęły aspekty humanistyczne autorów publikacji [1], [2], [3] w zakresie poszukiwania nowych osiągnięć poznawczych i relacje między niezbędnym wysiłkiem intelektualnym umysłu a rozwiązywaniem problemu technicznego. Za ważną uznano motywację podejmowania tematu badawczego, a taką w publikacji jest potrzeba rozwijania dyscypliny naukowej w zakresie mechaniki konstrukcji. Związki między mechaniką ośrodków ciągłych a mechaniką konstrukcji Autorzy publikacji [4] uznali za istotne i wymagające rozwijania, gdzie wyróżnili spośród rozwijanych problematyk analizę zagadnień trójwymiarowych i wskazali za celowe poszukiwanie nowych metod. Uzasadnieniem tych tendencji jest tematyka, którą prezentują autorzy w zakresie badań modeli numerycznych i realizowaniu szeroko pojętych analiz. Pierwotnie, inspirujący do uściślenia zagadnień związanych z wpływem sił masowych, autorzy potraktowali zgodnie z sugestią [4], gdzie zaproponowano prace badawcze nad uogólnieniem modelu operatorowego, zapisanego w formie $\mathbf{D} \times \mathbf{u} = \mathbf{f}$, oznaczając przez $\mathbf{u}$ przestrzeń przemieszczeń, $\mathbf{f}$ jest przestrzenią sił, a $\mathbf{D}$ operatorem matematycznym. Oznaczenia zapisano zgodnie z pracą [4]. Przewidziano prace nad modyfikacją operatora



Rys. 1. Materialny obiekt przestrzenny jako zespół mas usytuowany w przestrzeni nieskończonej [6]

ra **D** i reprezentację przestrzeni, a zależności między nimi przekształcono w związek korelacji mas i obciążeń zewnętrznych. Okazało się że efektywne uogólnienie problemu można uzyskać w procesie analizy numerycznej zadania Lamego. Zachowano naukową dbałość o poprawność związków, a prezentowaną problematyką sformułowano tak, by analizowane zagadnienia były innowacyjne [5].

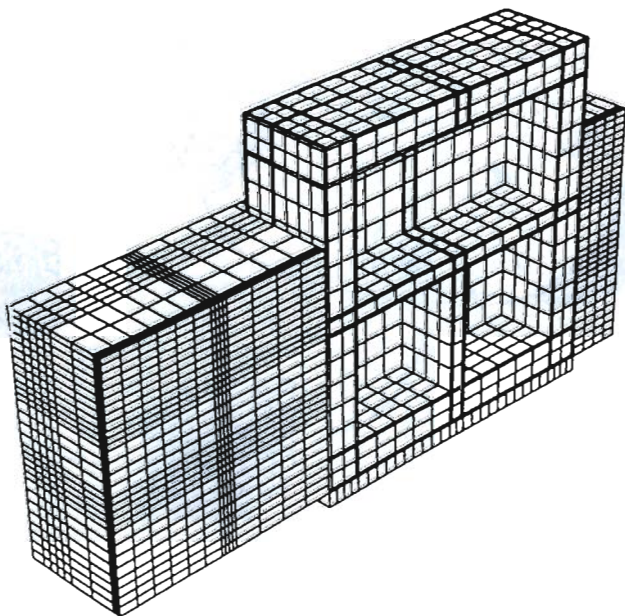
W zagadnieniach mechaniki konstrukcji problemy analizy stanów naprężeń, odkształceń i przemieszczeń można realizować teoretycznie w przestrzeniach wypełnionych dowolnymi masami, których praktyczną reprezentacją jest zespół lub pojedyncze elementy konstrukcyjne. Przykład przestrzeni, w której usytuowano zbiór mas tworzących budowlę, ilustruje rysunek 1. Możliwości wykorzystania dostępnych procesorów nie spełniają oczekiwań ich użytkowników, a projektowanie systemów globalnej analizy po wieloletnich doświadczeniach w zakresie badań i zastosowań uznano za nieefektywne. Okazało się jednak, że efektywnie można rozwijać metody analizy obiektów zwartych, których modelami są

bryły, a oryginalne pomysły w tym zakresie prezentowane są w publikacji.

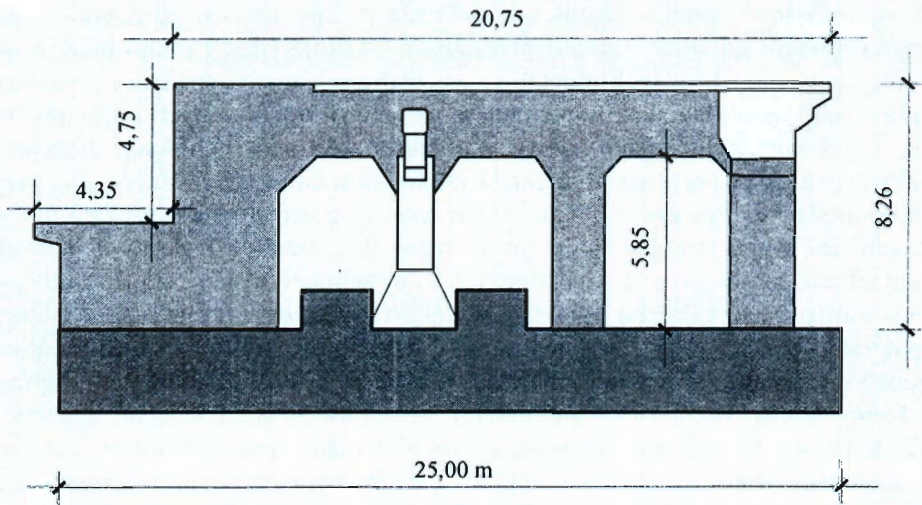
2. Analiza problemów formułowania modeli przestrzennych obiektów masywnych

Charakterystyczną bryłą, zdyskretyzowaną w sposób pokazany na rysunku 2, można analizować wykorzystując klasyczną metodę MES, ale można też zbudować model uwzględniający fakt, że jest to zbiór mas o wygenerowanych kształ-

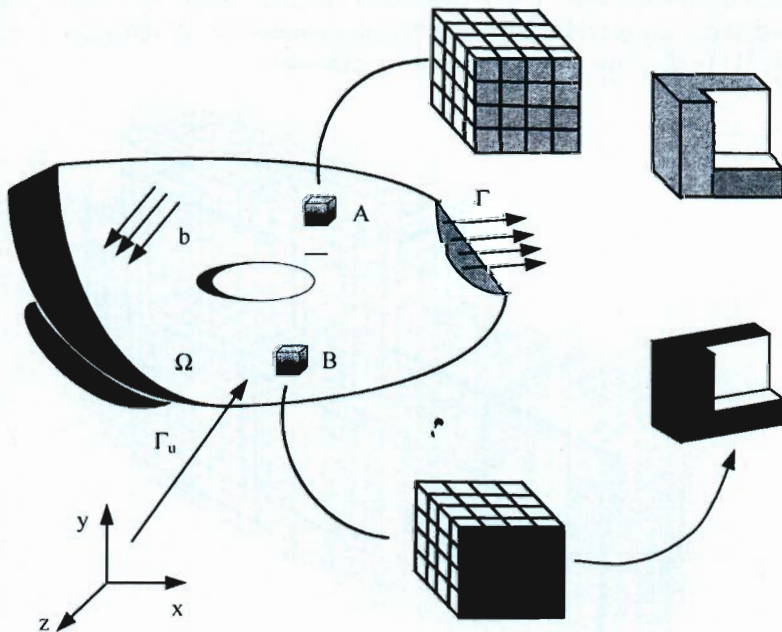
tach, spełniający warunki ciągłości w zakresie przemieszczeń, odkształceń oraz warunki równowagi sił w węzłach przestrzeni. Okazuje się, że mimo możliwości kształtowania modeli dużych obiektów, wewnątrz występują struktury o cechach odmiennych, takich jak skokowo zmienne parametry uogólnionych cech sprężystych, o zmiennych funkcjach mas czy obciążeń. Autorzy publikacji prezentują możliwości efektywnej analizy obiektów mimo wymienionych trudności. Na przykład do niedawna fundament bloku energetycznego pokazany na rysunku 3 można było obliczać wykorzystując model ramy krępej. Przestrzenna dyskretyzacja obiektu umożliwia projektowanie konstrukcji z uwzględnieniem kryteriów w zakresie oceny wartości naprężeń, na przykład zredukowanych, oraz umożliwia symulację współpracy bloku z uwzględnieniem masy i parametrów mechanicznych podłoża. Proces kształtowania dowolnego obiektu, szczególnie z uwzględnieniem poprawnej formy konstrukcyjnej czy architektonicznej, jest funkcją działań algebraicznych, których początek dotyczy pojedynczego elementu przestrzennego. Ten sposób działania uzasadnia Autor rozprawy [7]. W wyniku analiz własnych oraz sugestii prezentowanych w pracach [8] i [9], efektywne okazały się przekształcenia i związki formułowane dla elementów 8 węzłowych i 6 węzłowych pokazanych na rysunku 4, chociaż możliwe jest zwiększenie dokładności obliczeń przez wprowadzenie dodatkowych węzłów na krawędziach elementów. W ten sposób otrzymuje się na przykład elementy 20 węzłowe i 15 węzłowe.



Rys. 2. Model bryły obiektu analizowany metodą MES



Rys. 3. Fundament bloku energetycznego ukształtowany w formie ramy krępej



Rys. 4. Dyskretyzacja mas, proces przekształcania zbiorów w elementy i konsolidacja elementów w obiekt Ω z warunkami statycznymi lub geometrycznymi na powierzchni Γ

W zagadnieniach mechaniki ciała stałego, zarówno w analizie metod kontynu-
alnych i strukturach dyskretnych, masa związana jest z objętością ciała. Przestrzeń
odkształceń zdefiniowana jest klasycznym wektorem [9] ε , który wygodnie jest
rozdzielić na operatory różniczkowe związane z odkształceniami objętościowymi
i postaciowymi otrzymując związek

$$\varepsilon^T = \{\varepsilon_e^T \quad \gamma_e^T\} \quad (2.1)$$

a przestrzeń naprężeń w sposób analogiczny określić można wzorem

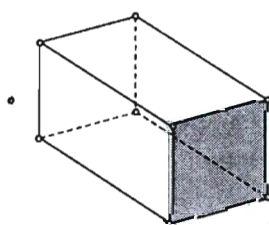
$$\sigma^T = \{\sigma_e^T \quad \tau_e^T\}. \quad (2.2)$$

Stan przemieszczeń elementu przestrzennego określa funkcja

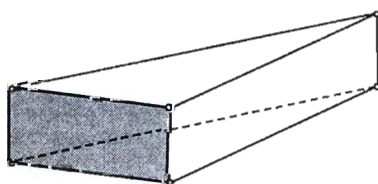
$$\mathbf{f}^e = \mathbf{N}^e \times \delta^e, \quad (2.3)$$

w której przemieszczenia dowolnego punktu wewnętrznego tworzą składowe

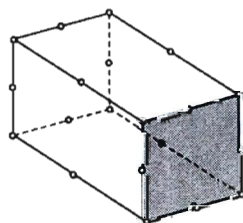
$$\mathbf{f}^T = \{u \ v \ w\}. \quad (2.4)$$



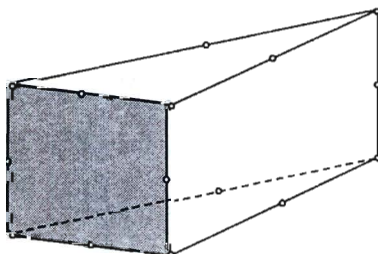
8 węzłów



6 węzłów



20 węzłów



15 węzłów

Rys. 5. Elementy wykorzystywane w dyskretyzacji przestrzeni materialnych obiektów masywnych

Dla zmiennej liczby węzłów elementu przestrzennego wykorzystuje się wyrażenia, z których zbudowany jest czworościan Pascala [9]. Do identyfikacji przemieszczeń graniastostłupa o ośmiu węzłach, pokazanego na rysunku 5, wykorzystuje się osiem składników czworościanu Pascala

$$\mathbf{N}^T = \{1 \ x \ y \ z \ xy \ xz \ yz \ xyz\} \quad (2.5)$$

by w efekcie otrzymać związek

$$\mathbf{f} = \boldsymbol{\alpha} \times \mathbf{N} \quad (2.6)$$

przy czym stałe $\boldsymbol{\alpha}$ w liczbie $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \dots \alpha_{24}$ wyznacza się z układu równań uwzględniających przemieszczenia węzłów graniastostłupa

$$\boldsymbol{\delta}^{eT} = \{\boldsymbol{\delta}_1^T \ \boldsymbol{\delta}_2^T \ \boldsymbol{\delta}_3^T \dots \boldsymbol{\delta}_8^T\}. \quad (2.7)$$

Kolejną istotną zależnością jest relacja między odkształceniami $\boldsymbol{\varepsilon}$ a przemieszczeniami węzłów $\boldsymbol{\delta}^e$, która ogólnie przybiera formę

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \times \boldsymbol{\delta}^e \quad (2.8)$$

a dla przestrzennego elementu ośmiowęzłowego wygodnie jest wykorzystać podmacierze

$$\mathbf{B} = [\mathbf{B}_1 \ \mathbf{B}_2 \ \mathbf{B}_3 \dots \mathbf{B}_8]. \quad (2.9)$$

Jeżeli w przestrzeni przemieszczają się rzeczywiste masy elementów, to jest logiczne, że masy te będą przemieszczały się także w sposób zdefiniowany przemieszczeniami wirtualnymi. W przestrzeni zdyskretyzowanej, reprezentacją są dostatecznie gęste zbiory węzłów, a ich wirtualne przemieszczenia odniesione do pojedynczego elementu są $d\boldsymbol{\delta}^e$. Konsekwencją wirtualnego przemieszczenia masy elementu są przemieszczenia sił związanych z tymi masami, zdefiniowane wektorem

$$\mathbf{M}^{eT} = \{X_m \ Y_m \ Z_m\}_e^T. \quad (2.10)$$

Jeżeli siły węzłowe w elemencie przestrzennym są równe

$$\mathbf{F}^{eT} = \{\mathbf{F}_1^T \ \mathbf{F}_2^T \ \mathbf{F}_3^T \dots \mathbf{F}_8^T\},$$

przy czym

$$\mathbf{F}_1^T = \{U_1 \ V_1 \ W_1\}_1 \dots \mathbf{F}_8^T = \{U_8 \ V_8 \ W_8\}_8, \quad (2.11)$$

to zasada prac wirtualnych sformułowana jest tak, że pracę wykonują siły rzeczywiste na przemieszczeniach wirtualnych dostatecznie małych, przy czym suma wszystkich prac jest równa zero. Jak to zostanie udokumentowane, ważną okaże się praca sił masowych, którą uwzględnia się w równaniu

$$d\delta^{eT} \times \mathbf{F}^e = \int_V (d\boldsymbol{\varepsilon}^T \times \boldsymbol{\sigma} - d\mathbf{f}^T \times \mathbf{M}) dV, \quad (2.12)$$

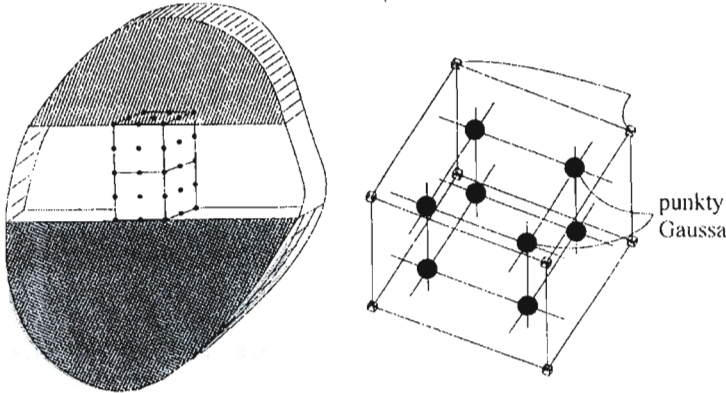
V – jest objętością pojedynczego elementu przestrzennego.

Wirtualne odkształcenia $d\boldsymbol{\varepsilon}$ i przemieszczenia $d\mathbf{f}$ są konsekwencją wprowadzenia wirtualnego przemieszczenia węzłów przestrzeni $d\boldsymbol{\delta}$.

Uogólniona forma sił węzłowych w elemencie brytowym uwzględniająca wpływ mas ma postać

$$\mathbf{F}^e = \int_V (\mathbf{B}^T \times \mathbf{D} \times \boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{N}^{eT} \times \mathbf{M}) dV, \quad (2.13)$$

a $\mathbf{D}$ jest macierzą sprężystości w trójosiowym stanie naprężeń. Całka $\int_V$ dowolnej funkcji może być obliczana różnymi metodami, przy czym w zagadnieniach inżynierskich wykorzystywana jest niekiedy metoda Gaussa [10].



Rys. 6. Przykład wykorzystania punktów Gaussa w procesach całkowania funkcji w przestrzeniach trójwymiarowych

Na ogół jednak dobiera się dostatecznie gęstą siatkę węzłów, by w wyniku całkowania (2.13) uzyskać wynik

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{B}^T \times \mathbf{D} \times \boldsymbol{\varepsilon} \times V - \mathbf{N}^{eT} \times \mathbf{M} \times V. \quad (2.14)$$

W efekcie, by otrzymać globalny model, którym jest układ równań, uwzględniający wpływ mas na stan odkształceń i naprężeń w elementach przestrzeni, w równaniach równowagi wykorzystuje się siły

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{B}^T \times \mathbf{D} \times \mathbf{B} \times \mathbf{v} \times \delta^e - \mathbf{N}^{eT} \times \mathbf{M} \times \mathbf{v}. \quad (2.15)$$

Reprezentacją zewnętrznych obciążeń węzłowych w każdym z elementów przestrzennych będzie wektor

$$\mathbf{R}^{eT} = \{\mathbf{R}_1^T \ \mathbf{R}_2^T \ \mathbf{R}_3^T \dots \mathbf{R}_8^T\}, \quad (2.16)$$

przy czym numeracja węzłów jest numeracją lokalną. W dowolnym węźle o numerze n globalnego układu mas

$$\mathbf{R}_n^T = \{\mathbf{R}_x \ \mathbf{R}_y \ \mathbf{R}_z\}_n. \quad (2.17)$$

Wewnętrzne siły węzłowe, niezależnie od liczby węzłów, można otrzymać w wyniku sumy algebraicznej sił spowodowanych przemieszczeniami węzłów i sił spowodowanych działaniem mas, co wynika ze wzoru (2.14)

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{F}_\delta^e - \mathbf{F}_M^e, \quad (2.18)$$

w którym

$$\mathbf{F}_\delta^e = \mathbf{k}^e \times \delta^e, \quad \mathbf{F}_M^e = \mathbf{N}^{eT} \times \mathbf{M} \times \mathbf{v}.$$

Oczekiwany wynik przekształceń numerycznych, uwzględniający masy elementów trójwymiarowych jest taki, by w rezultacie uzyskać globalny wektor przemieszczeń δ wszystkich węzłów struktury

$$\delta^T = \{\delta_1^T \ \delta_2^T \ \delta_3^T \dots \delta_n^T\}, \quad (2.19)$$

w którym

$$\delta_n^T = \{u \ v \ w\}_n. \quad (2.20)$$

Równania równowagi sił (2.18) dla każdego węzła struktury przestrzennej w liczbie $3n$ zapisane w notacji macierzowej

$$\mathbf{K} \times \delta - \mathbf{M} = \mathbf{R} \quad (2.21)$$

umożliwiają obliczenie wartości elementów wektora δ oraz globalnej macierzy naprężeń

$$\sigma^T = \{\sigma_1 \ \sigma_2 \ \sigma_3 \dots \sigma_s\}^T, \quad (2.22)$$

w której

$$\sigma_s = \mathbf{D}_s \times \epsilon_s = \mathbf{D}_s \times \mathbf{B}_s \times \delta_s \quad (2.23)$$

s – liczba elementów przestrzennych struktury układu dyskretnego.

W przekształceniach jednospójnych i wielospójnych warunki brzegowe statyczne realizowane są przez korektę wektora $\mathbf{R}$, natomiast warunki geometryczne na powierzchni zewnętrznej Γ uwzględnia się przez korektę równania (2.21) do formy

$$\mathbf{K}_\Gamma \times \delta_\Gamma - \mathbf{M}_\Gamma = \mathbf{R}_\Gamma, \quad (2.24)$$

która będzie wykorzystywana do badań wpływu mas na stany naprężeń normalnych i głównych oraz na wartości naprężeń zredukowanych w obiektach fizycznych z ukierunkowaniem na efekty utylitarne.

3. Dyskusja nad błędami dyskretyzacji

Przed realizacją analiz numerycznych należy dokonać oceny poprawności generowanej siatki przestrzennej, uwzględniając jako kryteria, poprawność i dokładność oczekiwanych wyników. Bardziej precyzyjne jest uzasadnienie poprawności zbudowanego modelu (2.24), bowiem wyobrażeniem obiektu przestrzennego nie są wygenerowane elementy i ich geometryczna reprezentacja, ale układ równań [11]. Zatem dyskusja nad poprawnością oczekiwanych rozwiązań dotyczy modelu matematycznego, zbudowanego w przestrzeni współrzędnych arytmetycznych.

Naukowe podstawy klasyfikacji błędów sformułowano po części w monografii [12] w okresie, kiedy stosowanie metod numerycznych było wykorzystywane niemal wyłącznie do celów naukowych. Rozwój metod komputerowych spowodował równoległy rozwój teorii szacowania błędów.

Dyskusja prezentowana w publikacji zostanie odniesiona do oceny błędów dyskretyzacji, która ma bezpośredni wpływ na budowę modelu (2.24), a w konsekwencji na poprawność wyników. W rozprawie [8] uzasadniono przekonywająco wpływ poprawności dyskretyzacji na późniejsze problemy decyzyjne.

Praktyczne jest kryterium oparte na tezie o zbieżności między największym wymiarem elementu $h_{\max}$ i liczbą węzłów LW a liczbą stopni swobody, tak że $LW = f(h, p)$. Błąd dyskretyzacji e przy $LW \rightarrow \infty$ szacuje się następująco:

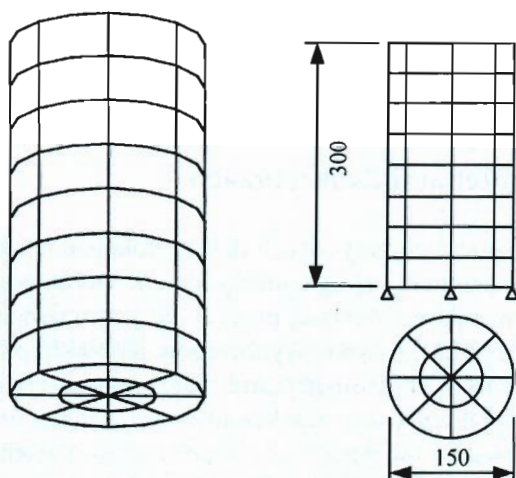
$$\lim e = 0 \text{ przy } h_{\max} \rightarrow 0, \quad (3.1)$$

albo

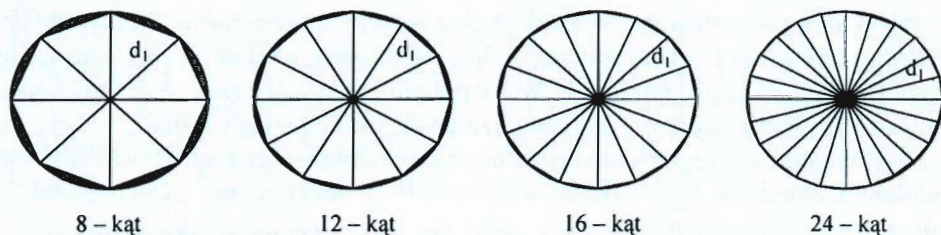
$$\lim e = 0 \text{ przy } p_{\min} \rightarrow \infty$$

gdzie parametr p jest stopniem wielomianu interpolacyjnego.

Warunki (3.1) kwalifikowane są do grupy technik adaptacyjnych i nazywane są wersją h. W aspekcie kryterium (3.1) za niefortunny można uznać model betonowej struktury walca, pokazany na rysunku 7, wykorzystywany przez Autorów pracy [13] do analizy stanu odkształceń. Takie rozrzedzenie siatki i błędy aproksymacji przekroju kołowego skłoniły do oszacowania gęstości promieni, przy czym kąt między nimi oznaczono α . Na rysunku 7 kąt $\alpha = 45^\circ$, co odpowiada podziałowi kąta pełnego na 8 części. Jeśli badamy dokładność aproksymacji pola przekroju kołowego wielokątem dla przykładu z rysunku 7 błąd wyniesie $e = 10\%$.



Rys. 7. Model struktury betonowego walca opracowany przez autorów publikacji [13]



Rys. 8. Aproksymacja przekroju kołowego wielokątem

Jeśli zmniejszamy kąt α dla 12-kąta błąd $e = 5\%$, dla 16-kąta $e = 2\%$ i dla 24-kąta $e = 1\%$, co dla praktyki może stanowić kryterium dostateczne.

Wyniki skomentowano dość dokładnie, bowiem na wielu obronach prac doktorskich z zakresu konstrukcji budowlanych prezentowane przez autorów tych rozpraw dyskretyzacje rozwiązywanych problemów można było ocenić krytycznie, co świadczy o braku dostatecznej wiedzy z zakresu podstaw metod numerycznych.

Błędy definiowane są również przez funkcje, spośród których poszukuje się największej wartości bezwzględnej między rozwiązaniem dokładnym a przybliżonym, co zapisuje się

$$e = \| \sigma - \sigma_h \| = \max | \sigma(\alpha_i) - \sigma_h(\alpha_i) | \quad (3.2)$$

gdzie α_i oznacza zmienne parametry funkcji ze zbioru liczb stanowiących rozwiązanie zagadnienia. Działanie (3.2) może być realizowane dla tej samej zmiennej „i”, co nazywane jest submetryczną miarą błędu [8]. Zdaniem autorów prezentowanej pracy, oszacowanie (3.2) jest najbardziej przydatne, jeżeli znane jest rozwiązanie dokładne σ , a stąd rozwiązanie $\sigma(\alpha_i)$. Procesy generowania siatek są między innymi przedmiotem pracy [14]. Inny przykład procesów wygładzania i zgęszczania siatek oraz próby szacowania błędu, znajdujemy w publikacji [15].

Niekiedy wykorzystywana jest miara błędu energii wyrażona w naprężeniach. Jeżeli σ jest wartością dokładną a σ_h wartością przybliżoną, to globalną miarą błędu będzie wartość

$$e_\sigma = \left(\int_V (\sigma - \sigma_h)^T \times \mathbf{D} \times (\sigma - \sigma_h) dV \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (3.3)$$

którą można ocenić w procentach lub jako wartość bezwzględną.

Dla pól przemieszczeń $\mathbf{u}$, odkształceń ϵ i pól naprężeń σ sformułowanych w formie macierzy, niekiedy stosuje się normę nazywaną L_2 :

$$\begin{aligned} \| \mathbf{u} \| &= \left(\int_V (\mathbf{u}^T \times \mathbf{u}) dV \right)^{\frac{1}{2}}, \\ \| \epsilon \| &= \left(\int_V (\epsilon^T \times \epsilon) dV \right)^{\frac{1}{2}}, \\ \| \sigma \| &= \left(\int_V (\sigma^T \times \sigma) dV \right)^{\frac{1}{2}}. \end{aligned} \quad (3.4)$$

W złożonej analizie przestrzennego stanu naprężeń w niejednorodnej strukturze materiałów i dowolnym oddziaływaniu mas praktycznie jest wykorzystywać oszacowania z grupy „a priori” i określić miarę błędu w naprężeniach, wykorzy-

stując, analogicznie do wzoru (3.3), wartość σ^* , która jest macierzą szacującą. Miarą błędu jest wartość

$$e_{\sigma}^* = \int_V (\sigma^* - \sigma_h)^T \times D \times (\sigma^* - \sigma_h) dV. \quad (3.5)$$

Obszar całkowania w zadaniach utylitarnych można odnieść do tych części przestrzeni materialnej, w których uzyskanie żądanej dokładności ma szczególne znaczenie i ograniczających obszar do przestrzeni V_j $j = 1, 2, 3, \dots$. Przestrzenie V_j dobiera się tak, że wyłączenie materiałów w tych przestrzeniach decyduje o przydatności wykorzystania rozwiązania. Takie oszacowanie jest jednak uwarunkowane zbieżnością naprężeń w całym obszarze V

$$\lim \sigma_h = \sigma^* \text{ przy } h_{\max} \rightarrow 0. \quad (3.6)$$

Do oceny jakościowej poprawności procesu analizy przestrzennych obiektów masywnych można wykorzystywać również związki teorii sprężystości, z których za przydatne uważa się inwarianty stanu naprężenia. Prosty w zastosowaniu jest inwariant

$$\sum (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)_i = C, \quad i = 1, 2, 3 \dots LE, \quad (3.7)$$

LE – liczba elementów obiektu,

podobnie jak pierwszy niezmiennik tensora naprężenia, wyrażony w naprężeniach głównych

$$\sigma^I = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)_i = 3\sigma_{sr} \quad i = 1, 2, 3 \dots LE \quad (3.8)$$

lub drugi, kwadratowy niezmiennik odniesiony również do płaszczyzn głównych

$$\sigma^{II} = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 = C. \quad (3.9)$$

Wadą procesów kontrolnych wartości niezmienników jest brak oceny ilościowej, co oznacza, że nie ma możliwości obliczenia w sposób efektywny wartości błędu rozwiązania. W analizie elementów masywnych nie można korzystać z klasycznych teorii równań nierozdzielności, które są słuszne tylko w analizie zagadnień związanych ze stałym rozkładem mas.

4. Zadanie Lamego. Uogólnienie rozwiązania

Oryginalną analizę zrealizowali autorzy prezentowanej publikacji dla wielospójnej materialnej przestrzeni walcowej, które w rozwiązywanych klasycznie zagadnieniach teorii sprężystości nazywane jest rozwiązaniem Lamego i zawiera założenia formułowane dla płaskich stanów odkształceń. Zakres publikowanych badań zademonstrowano do kontroli poprawności siatki, którą wykorzystano do analizy obiektu masywnego, którym jest rura grubościenna, rysunek 9, poddana równomiernemu ciśnieniu wewnętrznemu P_a i ciśnieniu zewnętrznemu P_b . Klasyczne rozwiązanie zadania Lamego otrzymano w formie wzorów:

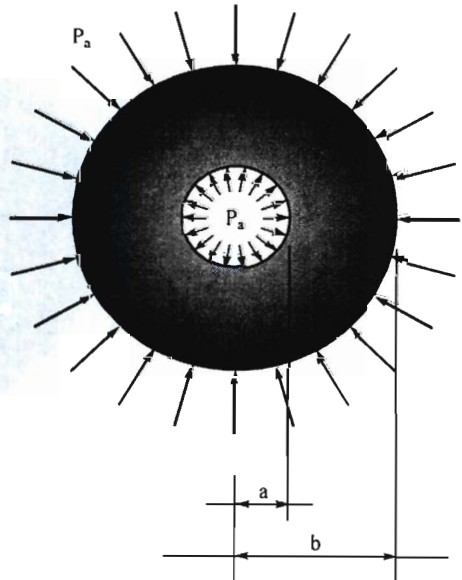
$$\sigma_r = \frac{P_a \cdot a^2 - P_b \cdot b^2}{b^2 - a^2} - \frac{(P_a - P_b) \cdot a^2 \cdot b^2}{r^2(b^2 - a^2)},$$

$$\sigma_\theta = \frac{P_a \cdot a^2 - P_b \cdot b^2}{b^2 - a^2} + \frac{(P_a - P_b) \cdot a^2 \cdot b^2}{r^2(b^2 - a^2)},$$
(4.1.)

odniesione do biegunowego układu współrzędnych, określa naprężenia radialne σ_r i styczne σ_θ . Analizę poprawności zagęszczania siatki i oszacowania jej wpływu na dokładność rozwiązań numerycznych przeprowadzono dla zmiennych współrzędnych r . Do celów analizy numerycznej przyjęto relację $b = 3a$ i wykorzystano zbudowany generator, umożliwiający konstruowanie siatek o dużej dowolności konfiguracji i sposobów zagęszczania przestrzeni, co pokazano na rysunku 10.

Długość rury mierzona w kierunku współrzędnej Z może być dowolna. Po wielu wstępnych symulacjach wygenerowano grubość warstwy pojedynczego pierścienia $h = b/12$ a długość rury $L(Z) = 80h$. Kąt między promieniami

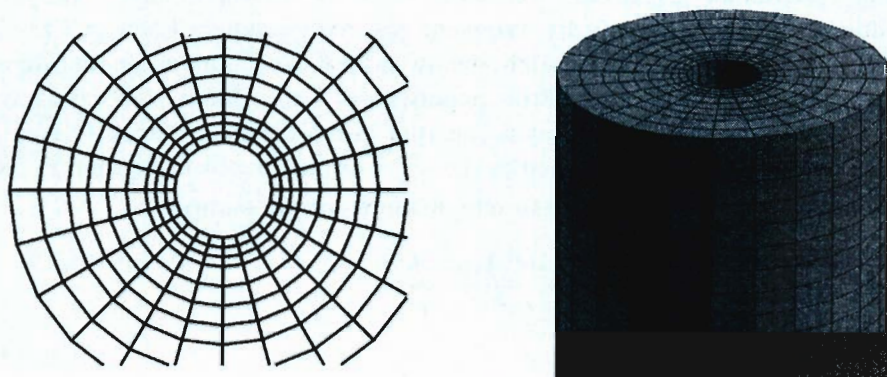
ustalono, wykorzystując doświadczenia aproksymacji, rysunek 8 tak, że przyjęto $\alpha = 15^\circ$, co odpowiada podziałowi kąta pełnego na 24 części. Każdy z dziesięciu



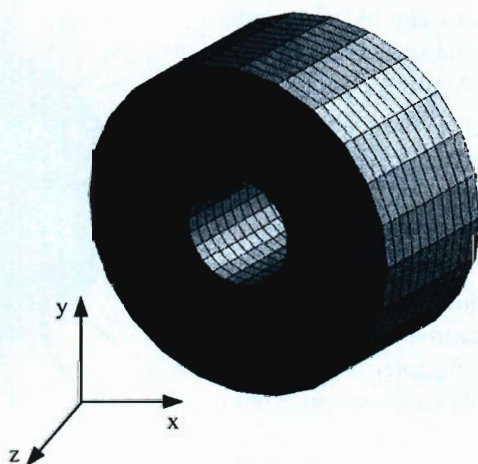
Rys. 9. Parametry wykorzystywane w klasycznej analizie zadania Lamego

odcinków usytuowanych radialnie tworzy bok przestrzennego elementu skończonego o środkach ciężkości zapisanych w zbiorze

$$\mathbf{r}_\alpha = \{1,05 \ 1,10 \ 1,20 \ 1,40 \ 1,60 \ 1,80 \ 2,10 \ 2,40 \ 2,70\} \times a. \quad (4.2)$$



Rys. 10. Struktury dyskretne aproksymujące grubościennne masywne elementy w walcowych jedno- lub wielospójnych przestrzeniach



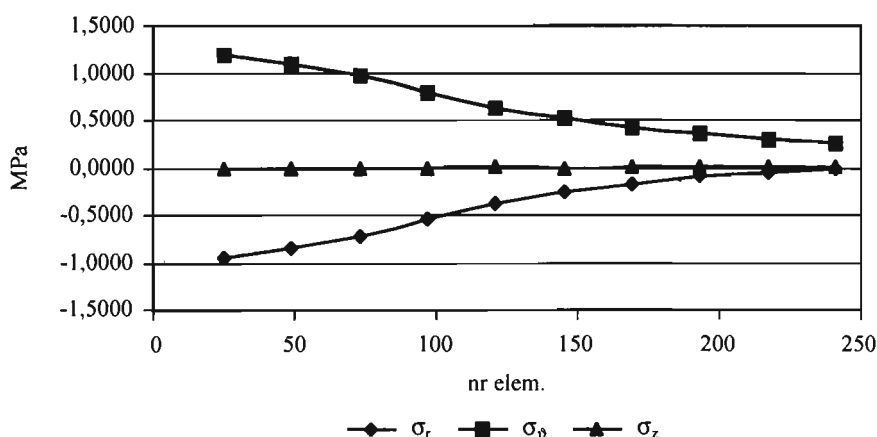
Rys. 11. Fragment masywnej rury grubościennnej ze zmiennym zagęszczeniem $n(r)$

W ten sposób liczba węzłów utworzonej struktury wynosi $n = 21384$, a wymiary kwadratowej globalnej macierzy sztywności we wzorze (2.21) określa liczba nie-
wiadomych $\mathbf{K}(64152)$. Ilość lokalnych macierzy sztywności z uwzględnieniem
rozkładu mas i redystrybucji sił masowych wynosi $\mathbf{k}_{ij}(19200)$; $LE = 19200$.

Do celów oceny błędu dyskretyzacji obiektu siatką przestrzenną, w każdym obmyślonym wariancie, rozwiązywany był układ równań z liczbą 64152 niewiadomych przemieszczeń, redukowany o parametry stabilizujące strukturę w przestrzeni nieograniczonej. W publikacji zamieszczono wyniki jednego z testów szacujących błąd maksymalny, gdzie autorzy wykorzystali łącznie związki (3.2) i (3.5).

Macierz szacującą σ^* zbudowano wykorzystując rozwiązanie zadania Lamego. Okazało się, że w zdyskretyzowanej przestrzeni materialnej spełniony jest warunek (3.6). Spośród globalnej przestrzeni zaprezentowano w formie rysunku 12 wyniki naprężeń w przekroju o współrzędnych $Z = 20h$ i $\vartheta = 7,5^\circ$, które są reprezentatywne dla wszystkich zrealizowanych testów numerycznych, a ze względu na ich mnogość nie zostały zamieszczone.

Numer elementu	Rozwiązanie w naprężeniach P_a					Błąd [%]
	Numeryczne			Lamego		
	σ_r	σ_ϑ	σ_z	σ_r	σ_ϑ	$ e_{\max} $
25	-0,9461	1,1943	0,0000	-0,946	1,196	0,2
49	-0,8488	1,0969	0,0000	-0,846	1,098	0,3
73	-0,7264	0,9761	0,0000	-0,726	0,976	0,0
97	-0,5422	0,7955	0,0000	-0,541	0,792	0,3
121	-0,3758	0,6274	0,0000	-0,375	0,625	0,3
145	-0,2648	0,5155	0,0000	-0,264	0,514	0,3
169	-0,1715	0,4230	0,0000	-0,171	0,422	0,2
193	-0,0974	0,3483	0,0000	-0,097	0,347	0,3
217	-0,0482	0,2986	0,0000	-0,048	0,298	0,3
241	-0,0136	0,2638	0,0000	-0,014	0,264	0,0



Rys. 12. Wyniki analizy błędów dyskretyzacji

Sprawdzenie zbieżności warunku (3.6) zrealizowano tak, że zagęszczono siatkę węzłów, zmniejszając dwukrotnie kąt α , stąd uzyskano rozwiązanie dla następujących parametrów: $\alpha = 7,5^\circ$; $\mathbf{K}(128304)$; $\mathbf{k}_{ij}(38400)$. Wyniki okazały się praktycznie jednakowe w porównaniu z wynikami dla siatki poprzedniej. Można zatem uznać, że kryteria (3.1) w aspekcie użytkowym są spełnione, przy czym zbieżności

$$h_{\max} \rightarrow h = b / 12 ,$$

$$\alpha_{\max} \rightarrow \alpha = 15\% ,$$

są praktycznie zadowalające.

5. Wnioski

Stan zaawansowania i kontynuowany rozwój metod komputerowych umożliwia, zdaniem autorów, efektywne doskonalenie metod analizy procesów odkształceń, przemieszczeń i naprężeń w przestrzennych strukturach materialnych generowanych i przetwarzanych zgodnie z zasadami przekształceń wirtualnych w mechanice. Wskazano na sposoby generowania takich struktur, ze szczególnym uwzględnieniem obiektów masywnych, w istotny sposób zmieniające klasyczne modele matematyczne. Teorie ram krępych mogą być z powodzeniem wyeliminowane przez spójny system konfiguracji elementów skończonych w sensie ich wymiarów i mas. Klasyczne rozwiązania teorii sprężystości ograniczone do uogólnionych cech regularnych, przeważnie charakteryzujące się warunkami symetrii, okazują się nieprzydatne w warunkach zmiany ich cech materialnych, a w szczególności mas traktowanych jako funkcje współrzędnych przestrzennych. Wykorzystanie stosownych funkcji kształtu umożliwia uzyskanie rozwiązań jednoznacznych, z dostateczną – jak wykazano w pracy – dokładnością. Dostępne techniki rozwiązywania dużych układów równań o stosunkowo szerokich pasmach macierzy, które zawsze występują w analizie modeli przestrzennych, mogą być z powodzeniem wykorzystywane w rozwiązywaniu zagadnień praktycznych. Numeryczny sposób analizy zagadnienia Lamego dokumentuje poprawność i realność prognoz w zakresie kształtowania modeli przestrzennych obiektów masywnych, a prezentowany przykład uzasadnia nieprzydatność rozwiązań klasycznych, szczególnie dla małych obciążeń zewnętrznych i dużej gęstości ośrodków.

Literatura

- [1] **Kotarbiński T.:** *Kwestia racjonalności namysłu maksymalnie intensywnego.* Archiwum Inżynierii Lądowej, t. XVIII, 3-4/72.
- [2] **Kajfasz S.:** *O roli nauki w rozwoju budownictwa.* Inżynieria i Budownictwo, 5/75.
- [3] **Kurowski Z.:** *A Multimedia Assisted Didactic Package for Engineering Mechanics.* Proceedings 5th Conference on Computer Aided Engineering Education CAEF '99, Sofia, 1999.
- [4] **Eimer Cz., Waszczyszyn Z.:** *Tendencje rozwojowe mechaniki konstrukcji inżynierskich.* Archiwum Inżynierii Lądowej, t. XX, 1/74.
- [5] **Nawrot T.:** *Jak ukierunkować działalność innowacyjną w budownictwie.* Inżynieria i Budownictwo, 12/80.
- [6] **Praca zbiorowa:** *Finite elemente in der Baupraxis. Modellierung, Berechnung und Konstruktion.* Ernst und Sohn, Darmstadt, 1998.
- [7] **Kurowski Z.:** *Analiza dużych konstrukcji metodą elementów skończonych z podziałem na podstruktury.* Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej 5/381, 1984.
- [8] **Rakowski G.:** *Metoda elementów skończonych. Wybrane problemy.* Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1996.
- [9] **Rakowski G., Kacprzyk Z.:** *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji.* Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1993.
- [10] **Szmelter J.:** *Metody Komputerowe w Mechanice.* Państwowe Wydawnictwa Naukowe, Warszawa, 1980.
- [11] Monografia pod redakcją **Woźniaka Cz.:** *Mechanika techniczna. Mechanika sprężystych płyt i powłok.* Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
- [12] **Wilson E. B.:** *Wstęp do badań naukowych.* Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 1968.
- [13] **Jing Liu, Stephen J. Fister:** *A three-dimensional finite element model for continued structures.* Computers and Structures, 77/2000.
- [14] **Kurowski Z.:** *Automatyczne tworzenie siatek trójkątnych w obszarach dwuwymiarowych.* Mechanika i komputer, 1/78.
- [15] **Wilberg N. E., Abdulwahab F.:** *Error estimation with postprocessed finite element solutions.* Computers and Structures, vol. 64, 1-4/97.

SPATIAL MODELS OF SOLID BUILDINGS

Summary: The way of identification of the material space by using physical and algebraical parameters has been presented in the paper. The forecasting of the possible processes of formulating models which are treated as a system of mathematical equations is the essence of the work. The idea of the numerical analysis method is formulated on the basis of the principle of virtual work. Views and conceptions concerning error estimates in the process of the space discretization have been generalized. The possibility of utilizing the computational results in the engineering practice has been shown in the paper.

Key words: space, discretization, mass, virtual work, numerical models

Czesław Miedziałowski, Tadeusz Chyży, Andrzej Leończuk

APROKSYMACJA STANÓW PŁYTOWYCH ZA POMOCĄ UKŁADÓW BELKOWYCH W ANALIZIE TRÓJWYMIAROWYCH KONSTRUKCJI BUDYNKÓW

Streszczenie: W artykule przedstawiono sposób uwzględnienia stanów płytowych w metodzie quasi-dwuwymiarowych elementów skończonych, która została opracowana do analizy przestrzennych konstrukcji nośnych budynków ścianowych. Stany płytowe są efektem działania ciężaru własnego stropów i obciążeń technologicznych, parcia wiatru, ciśnienia od wybuchu gazu, itd. Stan płytowy opisano za pomocą krzyżujących się belek obciążonych obciążeniami zastępczymi.

Słowa kluczowe: analiza konstrukcji, model trójwymiarowy 3-D, metoda elementów skończonych MES

1. Wstęp

Poprawna analiza statyczna konstrukcji budynków z uwzględnieniem wewnętrznej redystrybucji sił wewnętrznych, wymaga zastosowania przestrzennych, trójwymiarowych schematów statycznych. Poszczególne elementy składowe, takie jak stropy czy ściany, powinny być analizowane w tarczowym i płytowym stanie pracy. Jest to ważne z uwagi na występujące obciążenia powierzchniowe, takie jak ciężar własny elementów, obciążenie użytkowe stropów, obciążenie ścian wiatrem, oddziaływania sejsmiczne i parasejsmiczne, obciążenia ciśnieniem wybuchu gazu, nierównomierne osiadanie budynku, itd.

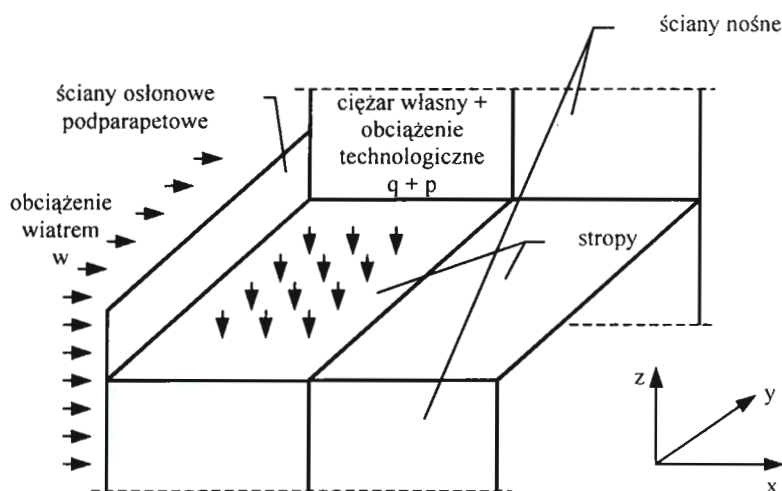
Pełny opis konstrukcji budynku w schemacie trójwymiarowym stanowi złożony problem obliczeniowy, którego rozwiązanie możliwe jest przy zastosowaniu metody elementów skończonych MES. Stosowanie klasycznych elementów tej metody w modelowaniu trójwymiarowym budynku wymaga dużych mocy obliczeniowych komputera, gdyż prowadzi do konieczności rozwiązania układu równań z dużą liczbą niewiadomych, co często jest nieekonomiczne lub wręcz niemożliwe.

W praktyce realne modelowanie budynków w schematach trójwymiarowych wymaga stosowania specjalizowanych algorytmów i elementów, jak np. przedstawiona w [1] metoda quasi-dwuwymiarowych elementów skończonych. Metoda ta wykorzystuje do opisu pracy pasm ściennych i stropowych w swojej płaszczyźnie, schematy belek krępych typu Timoshenki. Dzięki temu metoda umożliwi wykonywanie analiz konstrukcji przestrzennych, łącznie z ustaleniem przemieszczeń i sił wewnętrznych, przy stosunkowo niewielkiej, w porównaniu z klasycznymi elementami skończonymi, i realnej do obliczeń na komputerach klasy PC, liczbie niewiadomych.

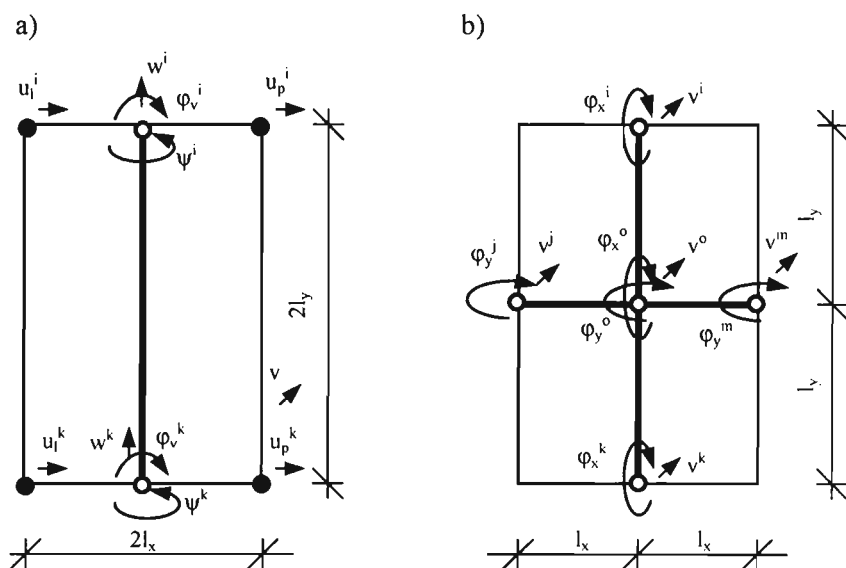
2. Model obliczeniowy

W modelu quasi-dwuwymiarowych elementów skończonych obciążenia powierzchniowe są redukowane do obciążeń węzłowych i przenoszone poprzez stan tarczowy pasm nośnych. W rzeczywistości jednak obciążenia działają na całą powierzchnię elementów (rys. 1), powodując ich pracę również w stanie płytowym. Poszczególne elementy składowe (ściany i stropy) opisuje się poprzez złożenie stanu tarczowego i płytowego według rysunku 2.

Stan tarczowy opisano modelem belki krępej z dodatkowym uwzględnieniem skręcania i ściskania poprzecznego, i przy założeniu, że deformacja przekroju poprzecznego odpowiada belce Timoshenki [2], rys. 2 a).



Rys. 1. Schemat konstrukcji i obciążenia



Rys. 2. Stan tarczowy i płytowy elementów konstrukcji: a) stan tarczowy, b) stan płytowy

Pole przemieszczeń zdefiniowane jest w postaci wektora

$$\mathbf{q} = \begin{Bmatrix} w \\ u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w^o \\ u \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x \cdot \varphi \\ 0 \\ x \cdot \psi \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

gdzie:

φ – kąt obrotu przekroju,

ψ – kąt skręcenia przekroju.

Pole odkształceń oblicza się następująco

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= (u_l + u_p) / l_x \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial w^o}{\partial z} + x \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial z} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = -\varphi + \frac{\partial(u_l + u_p)}{2\partial z}, \\ \gamma_{xz}^s &= 2y \frac{\partial \psi}{\partial z} \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie: l, p – dwa sąsiednie punkty, między którymi uśrednia się odkształcenia.

Odształcenia ε_z rozdziela się na część pochodzącą od ściskania równomiernego ε_z'' i część pochodzącą od zginania w płaszczyźnie tarczy ε_z^φ . Wektor stanu odkształcenia przyjmuje zatem postać

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_z'' \\ \gamma_{zx} \\ \varepsilon_z^\varphi \\ \gamma_{zx}^s \end{Bmatrix} = \mathbf{JL} \begin{Bmatrix} u_l \\ u_p \\ w^o \\ \varphi \\ \psi \end{Bmatrix} = \mathbf{JL}\bar{\mathbf{u}}, \quad (3)$$

gdzie:

$\mathbf{L}$ – macierz operatorów różniczkowych o postaci:

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & 0 \\ \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$\mathbf{J}$ – macierz diagonalna o postaci

$$\mathbf{J} = \text{diag}\{1, 1, 1, x, y\}. \quad (5)$$

Następnie wyznacza się pole naprężeń wg wzoru:

$$\sigma = \mathbf{D}\varepsilon = \mathbf{DJL}\bar{\mathbf{u}}, \quad (6)$$

gdzie:

$\mathbf{D}$ – macierz konstytutywna pasm,

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Jeżeli przez $\mathbf{B}$ oznaczmy macierz odkształceń o postaci

$$\mathbf{B} = \mathbf{J}\mathbf{L}, \quad (8)$$

to macierz sztywności $\mathbf{K}$ elementu metody quasi-dwuwymiarowych elementów skończonych stanu tarczowego można wyznaczyć z ogólnego wyrażenia:

$$\mathbf{K}_e = \int_l \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dl \quad (9)$$

Dla łatwiejszego łączenia elementów w modelu przestrzennym konstrukcji niewiadome przemieszczenia transformuje się do naroży elementów. Pełna postać macierzy sztywności w jawnej postaci podana jest w pracy [1].

Stan płytowy opisano w postaci zastępczego układu belkowego złożonego z czterech oddzielnych elementów, który pokazano na rysunku 2b) [3]. Wektor opisujący pole przemieszczeń ma zatem postać:

$$\mathbf{q} = \text{col}\{v_i, \varphi_i, v_j, \varphi_j, v_k, \varphi_k, v_m, \varphi_m, v_o, \varphi_o^y, \varphi_o^x\}. \quad (10)$$

Macierz sztywności pojedynczej składowej można wyznaczyć z bilansu energii potencjalnej:

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^l EJ (w_x'')^2 dx, \quad (11)$$

gdzie stan przemieszczenia w_x aproksymowany jest funkcją:

$$w(x) = N_1 v_{ik} + N_2 v_{ki} + N_3 \varphi_{ik} + N_4 \varphi_{ki}. \quad (12)$$

Funkcje kształtu przyjęto w postaci:

$$\begin{aligned} N_1 &= 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3, & N_2 &= 3\xi^2 - 2\xi^3, & N_3 &= (\xi - 2\xi^2 + \xi^3), \\ N_4 &= (-\xi^2 + \xi^3)/l, & \xi &= x/l. \end{aligned} \quad (13)$$

W wyniku agregacji składowych macierzy sztywności poszczególnych belek otrzymujemy macierz sztywności elementu dla stanu płytowego $\mathbf{K}_{pl}$ mającą postać:

$K_{pl} =$

(14)

	v_i	φ_i	v_j	φ_j	v_k	φ_k	v_m	φ_m	v_o	φ_o^y	φ_o^x
v_i	$\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$							$-\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	
φ_i	$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{4EJ_y}{l_y}$							$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{2EJ_y}{l_y}$	
v_j			$\frac{12EJ_x}{l_x^3}$	$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$					$-\frac{12EJ_x}{l_x^3}$		$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$
φ_j			$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$\frac{4EJ_x}{l_x}$					$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$		$\frac{2EJ_x}{l_x}$
v_k					$\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$			$-\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	
φ_k					$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{4EJ_y}{l_y}$			$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{2EJ_y}{l_y}$	
v_m							$\frac{12EJ_x}{l_x^3}$	$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$-\frac{12EJ_x}{l_x^3}$		$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$
φ_m							$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$\frac{4EJ_x}{l_x}$	$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$		$\frac{2EJ_x}{l_x}$
v_o	$-\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$-\frac{12EJ_x}{l_x^3}$	$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$-\frac{12EJ_y}{l_y^3}$	$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$-\frac{12EJ_x}{l_x^3}$	$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$\frac{24EJ_y}{l_y^3} + \frac{24EJ_x}{l_x^3}$		
φ_o^y	$-\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{2EJ_y}{l_y}$			$\frac{6EJ_y}{l_y^2}$	$\frac{2EJ_y}{l_y}$				$\frac{8EJ_y}{l_y}$	
φ_o^x			$\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$\frac{2EJ_x}{l_x}$			$-\frac{6EJ_x}{l_x^2}$	$\frac{2EJ_x}{l_x}$			$\frac{8EJ_x}{l_x}$

oraz wektor sił wyjściowych elementu stanu płytowego

$$\mathbf{Q}_{pl} = \left\{ -\frac{p_y l_y}{2}, \frac{p_y l_y^2}{12}, -\frac{p_x l_x}{2}, \frac{p_x l_x^2}{12}, -\frac{p_y l_y}{2}, \frac{p_y l_y^2}{12}, -\frac{p_x l_x}{2}, \frac{p_x l_x^2}{12}, -p_y l_y - p_x l_x, 0, 0 \right\} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} p_x &= \varphi_x \cdot q \cdot 2l_y \\ p_y &= \varphi_y \cdot q \cdot 2l_x \end{aligned} \quad (16)$$

gdzie:

- q – intensywność obciążenia powierzchniowego,
- p_x – zastępcze obciążenie belki na kierunku X ,
- p_y – zastępcze obciążenie belki na kierunku Y ,
- φ_x, φ_y – współczynniki rozdziału obciążenia według [3],
- l_x, l_y – połowa rozpiętości boku elementu odpowiednio na kierunku X i Y ,
- J_x, J_y – momenty bezwładności przekroju elementu odpowiednio w kierunku X i Y ,

$$J_x = \frac{l_y \cdot t^3}{6}, \quad J_y = \frac{l_x \cdot t^3}{6}, \quad (17)$$

przy czym t oznacza grubość elementu płytowego.

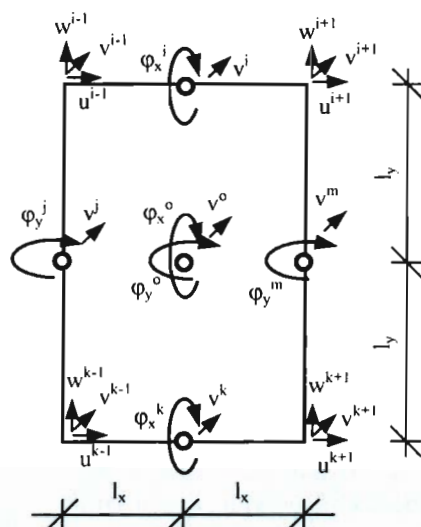
Po złożeniu stanu tarczowego i płytowego otrzymano ostatecznie element skończony pokazany na rysunku 3.

Agregację elementów składowych przestrzennego układu konstrukcyjnego budynku, przedstawionego na rysunku 1, dokonuje się wprowadzając numerację i globalny układ współrzędnych wg schematu:

$$\begin{aligned} \mathbf{K} &= \sum_{r_e} \sum_e \mathbf{K}_e \\ \mathbf{P} &= \sum_{r_e} \sum_e \mathbf{K}_w \end{aligned} \quad (18)$$

gdzie:

- r_e – rodzaje elementów (ściany, stropy, złącza),
- e – kolejne elementy danego rodzaju.



Rys. 3. Ostateczna postać elementu skończonego opisującego stan tarczowy i płytowy

Po uwzględnieniu warunków brzegowych otrzymuje się ostateczny macierzowy układ równań opisujący przestrzenną konstrukcję budynku:

$$\mathbf{Kd} = \mathbf{P}, \quad (19)$$

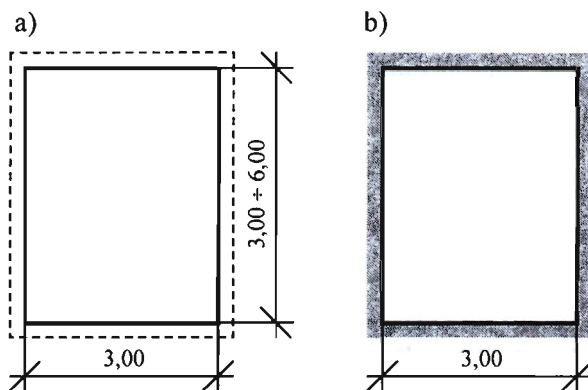
gdzie:

- $\mathbf{K}$ – globalna macierz sztywności konstrukcji,
- $\mathbf{d}$ – wektor niewiadomych,
- $\mathbf{P}$ – wektor obciążenia.

3. Weryfikacja numeryczna

Przeanalizowano pracę elementu dla stanu płytowego opisanego powyżej wprowadzoną macierzą sztywności. Jako poziom odniesienia zastosowano klasyczne rozwiązanie MES z wykorzystaniem elementów płytowych. Błąd rozwiązania zminimalizowano poprzez zastosowanie gęstej siatki podziału 30×30 elementów w każdym kierunku. Rozwiązanie zestawiono dla dwóch przypadków pokazanych na rysunku 4, czyli płyty o stosunku wymiarów boków od 1:1 do 2:1 podpartej swobodnie na czterech krawędziach lub całkowicie utwierdzonej. Jako wymiar bazowy przyjęto rozpiętość 3,0 m. Do obliczeń przyjęto, że płyta jest wykonana z betonu klasy B20 i obciążona obciążeniem jednostkowym. Grubość płyty 15 cm.

Porównano momenty zginające w środku płyty dla założonych schematów i wariantów.



Rys. 4. Analizowane schematy obliczeniowe

4. Podsumowanie

Przeanalizowano zastępczy układ belkowy odwzorowujący pracę płyty dwukierunkowo zginanej o dwu rodzajach warunków brzegowych. Wykonano obliczenia sprawdzające dla zakresu rozpiętości boków płyty od stosunku 1:1 do 1:2, gdyż dla takich rozpiętości celowe jest uwzględnianie dwukierunkowej pracy płyty. Zastępczy układ belkowy obciążono obciążeniem ciągłym wyznaczonym na podstawie współczynników rozdziału obciążeń podanych w pracy [3].

Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 1.

Na podstawie analizy wyników należy stwierdzić, że:

- zastosowana metoda wykorzystania zastępczego układu belkowego, modelującego płytę dwukierunkowo zginaną, jest poprawna w sensie poprawności otrzymanych wartości sił wewnętrznych. Błąd odwzorowania nie przekracza kilkunastu procent i jest zbliżony z błędem wyznaczenia współczynników rozdziału,
- metoda jest bardzo efektywna z powodu dużo mniejszej liczby niewiadomych w stosunku do analogicznego układu płytowego.

Tabela 1.

Zestawienie wyników obliczeń

Stosunek boków	Schemat	Model MES 30×30 elementów				Model belkowy 1 element			
		M_o^x	M_o^y	M_j^x	M_i^y	M_o^x	M_o^y	M_j^x	M_i^y
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
$l_y/l_x = 1:1,0$	wolno podparty	0,392	0,392	0,0	0,0	0,373	0,373	0,0	0,0
	utwierdzony	0,184	0,184	0,4	0,4	0,189	0,189	0,346	0,346
$l_y/l_x = 1:1,2$	wolno podparty	0,529	0,391	0,0	0,0	0,470	0,311	0,0	0,0
	utwierdzony	0,251	0,174	0,507	0,423	0,224	0,146	0,443	0,301
$l_y/l_x = 1:1,4$	wolno podparty	0,651	0,373	0,0	0,0	0,574	0,337	0,0	0,0
	utwierdzony	0,3	0,153	0,581	0,424	0,254	0,153	0,517	0,288
$l_y/l_x = 1:1,6$	wolno podparty	0,752	0,351	0,0	0,0	0,667	0,354	0,0	0,0
	utwierdzony	0,333	0,136	0,629	0,415	0,279	0,156	0,573	0,270
$l_y/l_x = 1:1,8$	wolno podparty	0,835	0,335	0,0	0,0	0,781	0,376	0,0	0,0
	utwierdzony	0,353	0,129	0,657	0,405	0,299	0,154	0,615	0,250
$l_y/l_x = 1:2,0$	wolno podparty	0,900	0,326	0,0	0,0	0,815	0,357	0,0	0,0
	utwierdzony	0,365	0,127	0,672	0,394	0,313	0,150	0,644	0,233

Literatura

- [1] **Miedziałowski Cz.:** *Dyskretny model złożonych konstrukcji ścianowych budynków uwzględniający współpracę podłoża gruntowego*, Rozprawy Naukowe Nr 24, Politechnika Białostocka, Białystok, 1994.
- [2] **Timoshenko S., Goodier J.N.:** *Teoria sprężystości*, Arkady, Warszawa, 1962.
- [3] **Kobiak J., Stachurski W.:** *Konstrukcje żelbetowe*, Arkady, Warszawa, 1984.
- [4] **Witkowski M.:** *Zaawansowane modele MES*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, 1996.
- [5] **Miedziałowski Cz., Chyży T., Malesza M.:** *O modelowaniu konstrukcji budynków z uwzględnieniem płytowych stanów jej elementów*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 8/2001.

**THE APPROXIMATION OF THE PLATE STATES APPLYING THE BEAM MODEL
IN THE ANALYSIS OF THREE DIMENSIONAL BUILDING STRUCTURES**

Summary: Paper presents method of elaboration of plate states in quasi-dimensional finite element method worked out in analysis of spatial three-dimensional wall system building structures. Plate states are resulted from acting floors dead load and technological loadings as well as wind load and pressure of gas explosions.

Plate state has been described applying crossing beams loaded with equivalent loading.

Key words: structure analysis, 3-0 model, finite element method FEM

Artykuł opracowano w ramach realizacji pracy statutowej S/IIB/4/99.

Jerzy Obolewicz, Wiesław Matwiejczuk

PLANOWANIE BEZPIECZEŃSTWA PRAC BUDOWLANYCH ZGODNIE Z WYMOGAMI UNII EUROPEJSKIEJ

Streszczenie: Autorzy poruszają problematykę bezpieczeństwa prac wykonywanych na budowie zgodnie z wymaganiami Unii Europejskiej. Omawiają podstawy prawne bezpieczeństwa pracy we Wspólnocie Europejskiej, specyfikę i typowe zagrożenia w budownictwie oraz przedstawiają procedurę planowania bezpiecznej budowy.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo pracy, wymagania UE w ramach bhp, budownictwo, typowe zagrożenia, bezpieczna budowa

1. Wstęp

We Wspólnocie Europejskiej przyjęto zasadę tworzenia przepisów, z którymi państwa członkowskie mają obowiązek w określonym czasie zharmonizować własne przepisy. Ze względu na różnice rozwoju gospodarczego, technicznego i naukowego, oraz różnice w dziedzinie ochrony pracy, jako zasadę przyjęto ustalenia tzw. norm minimalnych na takim poziomie, aby zapewnić bezpieczeństwo i aby osiągnięcie tego poziomu było możliwe w państwach słabiej uprzemysłowionych. Poszczególne państwa członkowskie mogą te normy w prawie krajowym ustalać na poziomie odpowiednio wyższym, stosownie do swoich możliwości. Podstawowe wymagania w zakresie bezpieczeństwa pracy, jakie Wspólnota Europejska przyjęła, są w ustanowionych przez Radę Wspólnoty Europejskiej dwóch dyrektywach podstawowych:

- wprowadzeniu środków w celu zwiększenia bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników podczas pracy (Dyrektywa rady nr 89/391/EWG),
- w sprawie ujednolicenia przepisów prawnych państw członkowskich dotyczących maszyn (Dyrektywa Rady nr 89/392/EWG).

Na placach budów wszystkich krajów członkowskich UE oczekuje się przestrzegania zasad pracy i norm dotyczących bezpieczeństwa. Zasady te i normy są oparte

na przyjętym w Wielkiej Brytanii sposobie interpretacji i zastosowania dyrektyw UE w zakresie budownictwa:

- dotyczy on minimalnych wymagań co do zasad BHP na stanowisku pracy (Dyrektywa rady nr 89/654/EC),
- odnosi się do środków ochrony indywidualnej (Dyrektywa rady nr 89/656/EC),
- definiuje minimum wymagań dotyczących sprzętu roboczego i narzędzi (Dyrektywa nr 89/655/EC),
- określa i definiuje minimum wymagań odnoszących się do obsługi ręcznej sprzętu roboczego (Dyrektywa nr 90/655/EC),
- określa normy dla tymczasowych i ruchomych placów budowy oraz robót budowlanych (Dyrektywa nr 92/57/EEC).

Oprócz dyrektyw, we wszystkich krajach członkowskich tworzone i przyjmowane są europejskie normy techniczne. Produkty wytwarzane zgodnie z tymi normami oraz zgodnie z bieżącymi wymogami opatrzone są znakiem CE, oznaczającym, że mogą one być sprzedawane w całej Wspólnocie Europejskiej. Pomimo tego nadal wymagane i zalecane jest w Polsce zachowanie środków ostrożności przy zakupie urządzeń, wyposażenia i maszyn, oraz sprawdzenie, czy sprzęt kupowany w innych krajach UE zgodny jest ze wszystkimi polskimi normami.

2. Specyfika budownictwa

Budownictwo jest dziedziną techniki, w której realizacja procesów technologicznych przebiega w specyficznych warunkach w porównaniu z warunkami przeprowadzania analogicznych procesów w innych dziedzinach gospodarki. Specyficzne warunki realizacji procesów budowlanych powodują, że realizacja całej budowy i przedsięwzięcia budowlanego odbiega w sposób zasadniczy od przebiegu produkcji o charakterze przemysłowym.

Do cech charakterystycznych budownictwa można zaliczyć:

- Losowy charakter czasu wykonywania procesów budowlanych.* Do czynników losowych należą: awaryjność maszyn i urządzeń technicznych, trudności w zaopatrywaniu budów, płynność kadr, czynniki atmosferyczne. Zakres oddziaływania jest różny dla każdego z tych czynników i jest niejednakowy dla różnych budów, ponieważ zależy od rzeczywistych warunków realizacyjnych oraz od określonej sytuacji decyzyjnej.
- Długi okres realizacji i eksploatacji obiektów budowlanych* – może powodować z wielu przyczyn dezorganizację prac budowlanych, np. w przypadku remontu zachodzi nieraz konieczność powrotu do zaniechanych technik wytwarzania i realizacji procesów budowlanych

- c) *Późne efekty wynikające z wybudowania obiektów.* Obiekty budowlane na ogół przynoszą oczekiwane efekty dopiero po ukończeniu i oddaniu do użytku, powoduje to konieczność zapewnienia odpowiednich zasobów finansowych przez inwestora i pozostałych uczestników procesu inwestycyjnego.
- d) *Wymiary i duża masa obiektów budowlanych.* Znacznym wymiarom i dużej masie towarzyszy wysoka złożoność wznoszonych budowli. Wraz ze wzrostem wielkości budowli rośnie koszt jej wykonania. Wymienione wyżej właściwości wymuszają potrzebę poszukiwania rozwiązań optymalnych, tzn. takich, przy których suma kosztów niezbędnych do jego wykonania oraz kosztów eksploatacji była minimalna.
- e) *Indywidualny charakter każdej budowy.* Obiekty budowlane mają różne przeznaczenie, formę i wykończenie; są realizowane w różnych porach roku, zgodnie z wymaganiami inwestora, oraz w różnych warunkach geograficznych i hydrogeologicznych. Na ogół wymaga to odpowiednich rozwiązań technologicznych i organizacyjnych i może powodować znaczne różnice w wielkości cyklu realizacyjnego obiektów budowlanych a także stosowanie różnych metod planowania przebiegu robót.
- f) *Nieruchomość produktu budowlanego.* Każdy obiekt budowlany jest w trwały sposób powiązany z gruntem. Przy nieruchomości produktu powstaje konieczność stałego przemieszczania ludzi i zasobów produkcyjnych oraz elementów zagospodarowania budowy z baz przedsiębiorstwa na poszczególne budowy oraz z jednego placu budowy na drugi. Omawiana cecha budownictwa sprawia trudności w utrzymaniu zatrudnienia na planowanym poziomie.
- g) *Rozproszenie realizowanych budowli w terenie.* Fakt ten utrudnia organizację robót budowlanych i zwiększa zakres robót transportowych.
- h) *Zależność od wpływów atmosferycznych.* Większość robót budowlanych stanu surowego wykonywana jest na terenie otwartym, przez co ich przebieg uzależniony jest od istniejących warunków atmosferycznych, takich jak np. temperatura powietrza, wiatry, czy opady.

Przedstawione cechy specyficzne dla budownictwa upoważniają do stwierdzenia, że w budownictwie występuje wiele więcej zagrożeń w przebiegu produkcji niż w stałych zakładach przemysłowych. Zagadnienia sprawnego i bezpiecznego zarządzania procesami budowlanymi są bardzo ważne i aktualne, szczególnie w momencie wejścia Polski do Unii Europejskiej.

3. Zagrożenia w budownictwie

3.1. Omówienie ogólne

Zagrożenie według norm EN 18000/1999 rozumiane jest jako stan środowiska pracy, mogący spowodować wypadek lub chorobę. W budownictwie występuje szczególnie duże prawdopodobieństwo wystąpienia określonego zdarzenia wywołującego zagrożenie. Przemysł budowlany jest tradycyjnie przemysłem wysokiego ryzyka. Przez wiele lat w budownictwie odnotowywano największą liczbę wypadków i najwięcej chorób zawodowych.

Pracownicy budowlani pracujący na placach budów byli i są szczególnie zagrożeni wypadkiem lub chorobą.

Do podstawowych czynników, które mają szczególny wpływ na zdrowie i bezpieczeństwo w budownictwie należą:

- a) Duża ilość prac budowlanych wykonywanych pod gołym niebem, gdzie decydujące znaczenie mają warunki atmosferyczne.
- b) Kontrakty przyznaje się w wyniku rozpisania przetargu, w efekcie którego oferentem wygrywającym jest z zasady ten, kto zaproponował najniższą cenę. Kontrakt dotyczy konkretnych robót i czasu ich wykonania, przy czym za niewywiązanie się z przyjętych zobowiązań przewidziana jest kara. Jest to pewien rodzaj presji wywieranej na wykonawcę robót, która ma na celu szybkie wykonanie zadania po minimalnych kosztach.
- c) Każdy budowlany kontrakt jest inny, co wynika ze specyfiki budownictwa. Za każdym jednak razem musi być przeprowadzona szczegółowa ocena ryzyka zawodowego dla budowy
- d) We wszystkich inwestycjach może istnieć podwykonawstwo, wynikające ze specjalizacji i konieczności dysponowania niezbędnymi do prac budowlanych zasobami. Wiąże się to z problemami w sferze zarządzania i nadzorowania przez kierownika budowy nieznanych mu podwykonawców.
- e) Podwykonawcy mogą także składać oferty w przetargu ogłaszanym przez generalnego wykonawcę. W związku z tym na budowie może wystąpić konflikt pomiędzy nimi i stwarzać problemy z dotrzymaniem terminów przez innych wykonawców.
- f) W wielu przypadkach w realizacji robót biorą udział osoby postronne oraz pracownicy inwestora, co może spowodować kolejne zagrożenie, które należy przewidzieć i ująć w systemie zarządzania bezpieczeństwem pracy.

Aby spełnić podstawowe wymagania Wspólnoty Europejskiej w zakresie bezpieczeństwa pracy, należy zidentyfikować zagrożenia w dwóch kategoriach:

- 1) zagrożenia dla zdrowia pracowników podczas wykonywania robót , potocznie zwane zagrożeniami zdrowotnymi
- 2) dla bezpieczeństwa pracy.

3.2. Typowe zagrożenia zdrowotne w przemyśle budowlanym

Z brytyjskich statystyk wynika, że największe szkody, przypadki śmiertelne i zagrożenia dla zdrowia powodowane są w budownictwie przez:

- a) zagrożenia substancjami niebezpiecznymi
- b) hałas i wibracje
- c) ścieki.

Zagrożenia substancjami niebezpiecznymi

Substancje niebezpieczne są w budownictwie stosowane codziennie. Niektóre z nich groźne są ze względu na swój charakter, inne stanowią zagrożenie przy stosowaniu w pewnych ilościach oraz w określony sposób. Na przykład, w skład korektora maszynopisu wchodzi tróchloroetan. Gdy występuje jako rozpuszczalnik w 30 ml buteleczkach korektora maszynopisu, ryzyko jest minimalne lub zerowe, gdy jednak wykorzystany jest jako środek przemysłowy do odtłuszczania dużych otwartych zbiorników, może być substancją bardzo niebezpieczną. Zgodnie z wymogami Unii Europejskiej, każda substancja niebezpieczna powinna być zidentyfikowana i dla każdej z nich dokonana ocena ryzyka. Produkty zaś powinny być pakowane i oznakowane symbolami ostrzegawczymi, sygnalizującymi, że mamy do czynienia z substancjami niebezpiecznymi. Pracodawca jest zobowiązany do przeprowadzenia szkoleń i odpowiedniego instruowania pracowników w zakresie wykorzystywania substancji niebezpiecznych.

W budownictwie występują różne kategorie substancji niebezpiecznych, z którymi mogą mieć styczność ludzie w trakcie wykonywania czynności zawodowych. Do podstawowych kategorii substancji niebezpiecznych zaliczamy:

- znaczne ilości różnego rodzaju pyłów,
- skażona gleba i pozostawione substancje nieznanego pochodzenia,
- substancje radioaktywne,
- promieniowanie mikrofalowe i inne rodzaje promieniowania radiowego,
- zagrożenia biologiczne pochodzące od ścieków, produktów pochodzenia zwierzęcego i odpadów, także odpadów szpitalnych, substancji pochodzących z laboratoriów badawczo-rozwojowych.

Zagrożenia wynikające z hałasu i wibracji

Hałas może stwarzać zagrożenia na wiele sposobów. Zdolność słyszenia danej osoby może pogarszać się na skutek starzenia się organizmu lub na skutek ekspozycji na nadmierny hałas. Pracodawca ma wpływ na skutki tej ekspozycji, może bowiem obniżyć poziom hałasu na danym stanowisku roboczym. Każde stanowisko pracy powinno mieć określony i badany poziom hałasu. W przypadku przekroczenia granicy hałasu (w Polsce wynosi ona 85 dB) pracodawca powinien zapewnić ochronę słuchu pracownikom. Współczesne urządzenia robocze zaopatrzone są w informacje producenta na temat emitowanych przez nie poziomów hałasu na stanowisku operatora. W przypadku przekroczenia dopuszczalnego poziomu hałasu istnieje konieczność zastosowania ochronników słuchu. Wibracje mogą generować powszechnie stosowane w budownictwie urządzenia, takie jak: młoty i wiertarki pneumatyczne, szlifierki stojakowe, młoty mechaniczne, piły łańcuchowe, nitownice oraz dłuta pneumatyczne. Wibracje z kolei wpływają na powstawanie chorób wibracyjnych. Mogą powodować uszkodzenie nerwów, np. dłoni (następuje wtedy utrata czucia), mogą uszkadzać układ kostny i mięśniowy.

Pracodawca jest zobowiązany do ograniczenia ryzyka wystąpienia zagrożeń. Powinien np.:

- 1) przeprowadzać ocenę pracy urządzeń pod kątem generowania wibracji,
- 2) sprawdzać czy pewne prace mogą być wykonywane przez urządzenia, które nie generują wibracji,
- 3) dopilnować, aby były stosowane środki ochronne przy pracach z urządzeniami emitującymi duże drgania,
- 4) przeprowadzać szkolenia osób obsługujących narzędzia wywołujące wibrację pod kątem właściwego wykorzystania tych narzędzi i wykrywania wczesnych symptomów szkodliwych zmian zdrowia.

Zagrożenia wiążące się z pracami w obecności ścieków

Z pracą w obecności ścieków wiążą się różne rodzaje ryzyka. Może to być ryzyko zachorowania na zapalenie żołądka i jelit, zapalenie wątroby, astmę, infekcję skóry lub oczu.

Najpowszechniejszym sposobem zachorowania jest:

- kontakt ręka – usta, np. w trakcie jedzenia lub otarcia twarzy zakażoną ręką lub rękawicą,
- kontakt ze skórą na skutek jej przecięcia lub zadrapania,
- rany cięte od skażonych ostrych przedmiotów,
- wdychanie oparów powietrza, pary wodnej wraz z zanieczyszczeniami.

Aby temu zapobiec, zarówno pracodawcy jak i osoby, wykonujące prace w obecności ścieków muszą mieć świadomość zagrożeń dla zdrowia i powinni być w tym zakresie przeszkoleni.

3.3. Typowe zagrożenia dla bezpieczeństwa pracy w przemyśle budowlanym

Typowe zagrożenia bezpieczeństwa pracy w budownictwie dotyczą:

- dostępu do miejsca pracy,
- ruchomego sprzętu budowlanego, pojazdów pracujących na budowie,
- bezpieczeństwa pracy w przestrzeniach zamkniętych lub ograniczonych,
- urządzeń dźwigowych,
- prac drogowych,
- prac wynikających z użytkowania instalacji elektrycznych
- robót ziemnych przy wykonywaniu wykopów,
- instalacji przebiegających pod ziemią lub na wysokości,
- skażonej gleby,
- podłączeń do kanalizacji,
- prac z użyciem urządzeń wytwarzających wysoką temperaturę,
- narzędzi ręcznych i zasilanych napięciem bezpiecznym,
- stosowania mineralnych włókien oraz azbestu,
- bezpieczeństwa na stanowiskach z tarczami szlifierskimi,
- ochrony dzieci i osób postronnych.

Dostęp do miejsca pracy

Bezpieczne miejsce pracy i bezpieczny do niej dostęp mają zasadnicze znaczenie przy wszystkich pracach budowlanych. Środki umożliwiające bezpieczny dostęp do miejsca pracy i bezpieczne miejsce pracy mogą być różne. Będą to np.:

- drabiny,
- wieżowe rusztowania przesuwne,
- rusztowania,
- drabiny będące elementem rusztowań i dróg transportu materiałów,
- wysięgnikowe platformy hydrauliczne,
- uprząż zabezpieczająca przed upadkiem z wysokości.

Szczegółową charakterystykę środków dostępu do miejsca pracy przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Charakterystyka środków dostępu do miejsca pracy

Lp.	Rodzaj środka	Charakterystyka środka dostępu do miejsca pracy
1	Drabiny	Drabiny mogą być wykorzystywane jako środek umożliwiający dostęp do konkretnego miejsca pracy. Dopuszcza się wykorzystanie drabin jako miejsca krótkotrwałych prac, jednak należy uwzględnić łączne ryzyko zagrożenia bezpieczeństwa kogokolwiek, wiążącego się z takim wykorzystaniem drabiny.
2	Wieżowe rusztowania przesuwne	Jest to specyficzna forma rusztowania wymagająca, zezwolenia na jej wznoszenie, modyfikację lub rozbiórkę. Po ustawieniu ww. rusztowania, zanim zostanie ono użyte, należy przeprowadzić czynności sprawdzające jego wykonanie – stateczność oraz jakość. Na okres pracy wszystkie samonastawne koła muszą być odpowiednio zablokowane.
3	Rusztowania	Mogą być wznoszone, modyfikowane lub demontowane przez osoby kompetentne i odpowiednio przeszkolone. Przegląd rusztowania musi mieć miejsce przed rozpoczęciem jego użytkowania oraz cyklicznie co siedem dni. Przy przeglądach należy zwrócić szczególną uwagę na kolumny podporowe mocowania wiązań przelotowych oraz mocowania rusztowań do ścian.
4	Drabiny będące elementem rusztowań i dróg transportu materiałów	Należy zwrócić uwagę na całkowite obciążenie rusztowania oraz stabilność składowanych materiałów. Nie można dopuścić do przekroczenia maksymalnego dopuszczalnego obciążenia drabin.
5	Wysięgnikowe platformy hydrauliczne	Hydrauliczne platformy wysięgnikowe zaliczane są do urządzeń dźwigowych i podlegają przepisowemu przeglądowi technicznemu. Muszą mieć znak CE. Urządzenie powinno być obsługiwane przez osobę do tego upoważnioną. Przy dokonywaniu przeglądów bieżących należy zwrócić szczególną uwagę na nieprzekroczenie maksymalnych dopuszczalnych obciążeń roboczych.
6	Uprząż zabezpieczająca przed upadkiem z wysokości	W przypadku wykonywania prac budowlanych, gdzie może się pojawić ryzyko upadku z wysokości należy stosować uprząż zabezpieczającą w postaci np. szelek, amortyzatora i linki bezpieczeństwa, zamocowanej do odpowiedniego stałego punktu konstrukcji.

Źródło: opracowanie własne

Ruchomy sprzęt budowlany i pojazdy poruszające się po budowie

Przy wzroście mechanizacji robót budowlanych wzrasta liczba sprzętu budowlanego i pojazdów poruszających się po placu budowy. Powoduje to zwiększenie wypadków potrażeń lub zderzeń przemieszczających się ludzi, urządzeń lub pojazdów. Dokonując oceny ryzyka wg dyrektywy nr 89/655/EEC, należy brać pod uwagę wszelkie aspekty zakupu/wynajmu, a przede wszystkim użytkowania, określonego sprzętu budowlanego oraz środków transportu na budowie.

W szczególności należy zwrócić uwagę na:

- 1) zaplanowanie odpowiedniego układu przestrzennego budowy,
- 2) regulacje ruchu drogowego na budowie,
- 3) stateczność maszyn i urządzeń poruszających się po budowie,
- 4) oddzielenie przemieszczających się ludzi od poruszających się pojazdów,
- 5) miejsca rozładunku i składowania materiałów budowlanych,
- 6) operatorów i sprzęt pracujący na budowie – wymagane są certyfikaty, dopuszczające ludzi i sprzęt do pracy.

Przestrzeń zamknięta lub ograniczona

Przestrzeń zamknięta lub ograniczona rozumiana jest jako miejsce pracy charakteryzujące się niewielką wentylacją lub jej brakiem. Mogą też wystąpić inne trudności, w wyniku których atmosfera w tej przestrzeni staje się niebezpieczna ze względu na niski poziom tlenu. Wszelkie prace w przestrzeni ograniczonej lub zamkniętej powinny zostać zidentyfikowane na etapie planowania i wyszczególnione w trakcie oceny ryzyka. Podczas wykonywania prac w takich pomieszczeniach należy postępować według wcześniej zatwierdzonej procedury. Przygotowanie przestrzeni zamkniętej lub ograniczonej do pracy wymaga oceny ryzyka.

Do podstawowych zagrożeń, które niesie za sobą przestrzeń ograniczona zaliczamy:

- stężenie gazów w kanałach ściekowych,
- stężenie gazów i substancji toksycznych w wykopach/rowach ze skażonej gleby, maszyny lub urządzenia,
- niebezpieczne opary ze szlamów i osadów w zbiornikach ,
- wewnątrz korodujących pojemników/zbiorników stalowych,
- substancje szkodliwe wydzielające się podczas wykonywania robót, np. przy spawaniu czy pokrywaniu powierzchni wewnętrznych.

Urządzenia dźwigowe

Urządzenia dźwigowe pracujące na placu budowy powinny mieć dokumenty dopuszczające je do eksploatacji wydane przez Urząd Dozoru Technicznego. Jeżeli urządzenie nie ma takiego dokumentu lub okres od jego poprzedniego przeglądu jest większy niż rok, należy uzyskać świadectwo o przeprowadzonej ekspertyzie urządzenia przez osobę posiadającą odpowiednie uprawnienia. Dokumenty urządzeń dźwigowych powinny być przechowywane przez cały okres użytkowania sprzętu na budowie a w przypadku sprzedaży przekazywane dla nabywcy.

Istnieją oddzielne dyrektywy dotyczące:

- urządzeń dźwigowych funkcjonujących w danym miejscu pracy
- urządzeń dźwigowych służących do transportu ludzi
- osprzętu urządzeń dźwigowych, jego przeglądów, przydatności do użytkowania i złomowania.

Prace drogowe

Przy prowadzeniu prac na drogach publicznych należy przestrzegać obowiązujących przepisów drogowych i budowlanych, stosować oznakowanie miejsca robót i ochraniać miejsce pracy według przyjętych zasad.

Elektryczność na palcu budowy

Istnieje potrzeba opracowania procedur zapewniających, że instalacje elektryczne na placu budowy są bezpieczne oraz że urządzenia zasilane prądem wykorzystywane przy wykonywaniu prac, są poddawane okresowym badaniom. Badania i konserwację tymczasową sieci elektrycznej powinien wykonywać specjalista z odpowiednimi uprawnieniami, który za każdym razem po wykonaniu swojej pracy wystawia certyfikat potwierdzający.

Wykopy

Wszystkie wykopy muszą być nadzorowane przez kompetentną osobę, która podejmuje decyzję co do metody pracy jaką należy przyjąć celem zapewnienia bezpieczeństwa, np. przed obsunięciem się ściany wykopu. Przy głębokich wykopach, tj. głębszych niż 3 m, wymagana jest ocena ryzyka pracy w wykopie oraz opracowany odpowiedni plan działania i zabezpieczeń.

Podczas takiej oceny należy zwrócić szczególną uwagę na:

- faktyczne warunki gruntowo-wodne,
- składowanie urobku,
- nadzór nad pracami wykonywanymi w wykopie,
- zabezpieczenie wykopu po zakończeniu lub przerwaniu robót.

Instalacje przebiegające pod ziemią lub na wysokości

Na etapie przetargu powinna się pojawić informacja o wszelkich instalacjach istniejących w obrębie placu budowy lub w jego pobliżu. Tuz przed rozpoczęciem robót wskazane jest sprawdzenie terenu przez kierownika budowy co do instalacji, które mogłyby być dotychczas niezidentyfikowane. Wszelkie prace prowadzone

w pobliżu napowietrznych linii wysokiego napięcia należy wykonywać po uzgodnieniu ich wykonania z okręgowym Zakładem Energetycznym.

Skażona gleba

Jeżeli występuje możliwość prowadzenia robót w warunkach skażenia gleby, należy przeprowadzić badania wstępne oraz identyfikację czynników, które do skażenia doprowadziły. Od ich rodzaju i stopnia skażenia zależeć będzie podjęcie stosownych działań. Zaleca się środki, które obejmują eliminowanie lub minimalizowanie potrzeby wchodzenia osób w kontakt ze szkodliwymi substancjami. Operatorzy maszyn do robót ziemnych powinni być poinformowani o skażeniu oraz o procedurach postępowania.

Podłączenia do kanalizacji

Jeżeli jest konieczne wykonanie podłączenia do czynnego kanału ściekowego, należy brzegi wykopu odpowiednio uformować oraz zapewnić bezpieczny dostęp do miejsca podłączenia. Podczas wykonywania prac należy brać pod uwagę zdrowie oraz higienę pracowników. W przypadku konieczności wejścia do istniejącego kanału lub wjazdu należy przedstawić dokument zawierający opis przyjętej metody prowadzenia czynności podłączenia.

Prace z wykorzystaniem urządzeń wytwarzających wysoką temperaturę

Typowe urządzenia wytwarzające wysoką temperaturę to:

- *palniki acetylenowo-tlenowe*: instalacje tych urządzeń (butle, przewody i końcówki robocze) powinny być szczelne. Butle powinny być przechowywane w pozycji pionowej w pomieszczeniach wentylowanych, oddzielnie tlen i gazy palne. Pomieszczenia magazynów paliw gazowych należy oddzielnie i wyraźnie oznakować.
- *spawarki elektryczne*: podczas spawania łukiem elektrycznym należy zwrócić szczególną uwagę na:
 - a) zagrożenia związane z prądem elektrycznym
 - b) powstawanie iskier, które mogą powodować zagrożenia
 - c) gazy pospawalnice
 - d) ryzyko pożaru.

Narzędzia ręczne i zasilane napięciem bezpiecznym

Narzędzia ręczne i zasilane napięciem bezpiecznym (prąd 24 V) są często używane na placu budowy. Użytkownicy narzędzi powinni dokonywać ich prze-

glądu przed każdorazowym użyciem, zgodnie z zasadami przyjętymi w przedsiębiorstwie. Kierownictwo budowy powinno prowadzić ewidencję przeglądów i przechowywać ją na budowie.

Włókna mineralne oraz azbest

Włókna mineralne są wykorzystywane w budownictwie jako materiał izolacyjny. Włókna te mogą stanowić zagrożenie dla dróg oddechowych oraz powodować podrażnienia skóry. Ryzyko ma tu charakter zróżnicowany, a w zależności od zastosowanych włókien mineralnych, czasu eksploatacji, wentylacji i innych czynników przybiera ono różny wymiar. W każdym jednak przypadku ryzyko powinno być oceniane już na etapie przetargu oraz planowania.

Włókna mineralne od dnia 01.01.1999 otrzymały europejskie oznaczenie ryzyka R40 jako substancje mogące potencjalnie wywoływać nieodwracalne zmiany w organizmie człowieka np. nowotwory.

Włókna ceramiczne i inne włókna mineralne zostały zakwalifikowane jako mające działania rakotwórcze i oznakowane symbolem R45 lub R49. Przy pracy z włóknami mineralnymi powinny być stosowane środki ochronne takie, jak kombinezony robocze, rękawice oraz środki ochrony dróg oddechowych. Odpady włókien mineralnych powinny być umieszczane w odpowiednich workach i gromadzone w specjalnym miejscu tak, aby zapobiec ich pozostawieniu bez nadzoru lub roznoszeniu po całej budowie.

Tarcze szlifierskie

Dyrektywa Wspólnoty Europejskiej dotycząca zagrożeń dla bezpieczeństwa pracy nakłada na wszystkich pracodawców ogólny wymóg upewnienia się, czy osoby pracujące na danym stanowisku lub urządzeniu przeszły odpowiednie przeszkolenie w zakresie wykonywania pracy i użytkowania urządzeń oraz czy są świadome ryzyka zawodowego związanego z wykonywaną pracą i czy wiedzą jakie środki ochrony należy zastosować.

Ochrona dzieci i osób postronnych

Przy planowaniu budowy należy brać pod uwagę ochronę osób postronnych, a zwłaszcza dzieci, i to zarówno podczas prowadzenia robót, jak i poza godzinami wykonywania prac na budowie. Należy zatem:

- składować materiały występujące luzem tak, aby nachylenia skarp były łagodne,
- składować materiały drobnowymiarowe na najniższym poziomie, na stałym i płaskim terenie,

- zabezpieczać maszyny i sprzęt budowlany, po zakończeniu robót lub po ich przerwaniu, np. żuraw szynowy wieżowy powinien być zakotwiczony do szyn
- zabezpieczać wykopcy oraz ławy fundamentowe,
- zabezpieczać wejścia na rusztowanie po zakończeniu robót przez usunięcie lub wciągnięcie do góry drabiny.

4. Procedura planowania bezpieczeństwa budowy

Procedura planowania bezpieczeństwa jest zawarta w dokumencie określającym cel i obszar działań przeprowadzanych w ramach systemu bezpieczeństwa oraz ustanawiającym odpowiedzialność osób i sposób prawidłowego ich przeprowadzania. Ustalając procedury działania przedsiębiorstwa budowlane muszą w nich ująć odpowiedni sposób postępowania przy rozpoczęciu, administrowaniu oraz zakończeniu budowy. Potrzeba istnienia procedury jest stwierdzana przez kierownika budowy. Typowym rozwiązaniem w przypadku wygrania przetargu i przyznania kontraktu budowlanego może być procedura przedstawiona poniżej:

- 1) sporządzenie szczegółowego planu w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy na budowie z wykorzystaniem informacji dostarczonych w etapie projektowania,
- 2) przeprowadzenie wstępnej oceny ryzyka dotyczącego danego projektu oraz dokonanie identyfikacji wszelkich czynności wysokiego ryzyka, które wymagałyby szczegółowych planów działania,
- 3) ustalenie, którzy z podwykonawców powinni dokonać oceny realizowanych przez nich czynności wysokiego ryzyka zidentyfikowanych w procesie wstępnej oceny,
- 4) przygotowanie dla danej umowy wstępnego pakietu dokumentacji w zakresie bezpieczeństwa; szczegółowy zakres dokumentów wstępnego pakietu przedstawiono w tabeli 2,
- 5) zorganizowanie i dostarczenie na plac budowy środków ochrony indywidualnej, tj. kasków ochronnych, ochronnego obuwia gumowego, rękawic, środków ochrony dróg oddechowych, okularów ochronnych i innych szczególnych elementów ustalonych na podstawie oceny ryzyka lub ujętych w planach dotyczących BHP lub tych, których wymaga kierownik budowy.

Tabela 2.

Pakiet wstępny dla nowego placu budowy

Lp.	Element pakietu	Charakterystyka elementu
1	Dokument	Egzemplarz dotyczący BHP planu działań podejmowanych w ramach projektu
2	Dokument	Zawiadomienie organów nadzoru, takich jak PIP o danym projekcie (jeżeli jest to wymagane)
3	Dokument	Egzemplarz dokumentu określający politykę bezpieczeństwa w przedsiębiorstwie
4	Dokumenty	Formularze dokumentów wewnętrznych służących do składania sprawozdań o zaistniałych wypadkach i zdarzeniach niebezpiecznych na budowie
5	Dokument	Egzemplarz zawierający procedurę postępowania w razie wypadku
6	Dokument	Rejestr przeglądów budów prowadzonych przez dane przedsiębiorstwo
7	Dokument	Rejestr czynności wprowadzających i szkoleń odnoszących się do inwestycji budowlanych prowadzonych przez przedsiębiorstwo
8	Wposażenie	Apteczka pierwszej pomocy w liczbie odpowiedniej do liczby pracowników pracujących na budowie
9	Wposażenie	Sprzęt przeciwpożarowy
10	Dokumenty	Kopie wymaganych przez prawo certyfikatów na wszelkie urządzenia dźwigowe
11	Dokumenty lub wyposażenie	Inne stosowne zawiadomienia lub tablice

Źródło: opracowanie własne

5. Zakończenie

W krajach członkowskich Unii Europejskiej oczekuje się przestrzegania zasad pracy i norm dotyczących bezpieczeństwa. W krajach kandydackich, a takim jest Polska, wszyscy uczestnicy budowlanego procesu inwestycyjnego mają obowiązek zharmonizować własne przepisy z wymaganiami wspólnoty. Planowanie bezpieczeństwa budowy staje się obowiązkiem przedsiębiorstw biorących udział w inwestycjach budowlanych.

Literatura

1. **Stefaniak E., Ćwok J., Purwin H., Kurowski R.:** *Poradnik inspektora bhp – techniki i metody pracy*. Świecie, 1999.
2. **Zalewski J.:** *Podstawowe obowiązki w zakresie prawa pracy oraz bezpieczeństwa i higieny pracy*. Warszawa, 2000.
3. **Karczewski J. T.:** *Systemy zarządzania bezpieczeństwem pracy*. Ośrodek Doradztwa i Doskonalenia Kadr. Gdańsk, 2000.
4. **Materiały Pilotażowego Konkursu** na temat *Zarządzania Bezpieczeństwem Pracy*. Wydawnictwo Państwowej Inspekcji Pracy i IMC Consulting Limited w ramach projektu PHARE Unii Europejskiej. Warszawa, 2000. •
5. **FORUM BEZPIECZEŃSTWA W BUDOWNICTWIE**; spotkanie zorganizowane przez Państwową Inspekcję Pracy – Okręgowy Inspektorat Pracy w Białymstoku i Instytut Inżynierii Budowlanej Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Białostockiej. Politechnika Białostocka, luty 2002.

PLANNING SAFETIES OF BUILD IN ACCORDANCE WITH REQUIREMENTS OF EUROPEAN UNION

Summary: Authors moves problems of safety of works executed on build peaceably with requirements Of European union. Talks over bases legal safeties of work in European Community, specificity and typical threats in building and introduces procedures of planning safe build side.

Key works: Safety of work, requirements UE in frames BHP, building, threats, safe build side

Zygmunt Orłowski, Heliodor Tribiło

PRZEGLĄD RUSZTOWAŃ DO ROBÓT REMONTOWYCH W OBIEKTACH ZABYTKOWYCH. ALGORYTM DOBORU

Streszczenie: Rusztowania są niezbędnym sprzętem, stosowanym powszechnie podczas prac remontowych w budownictwie zabytkowym. Autorzy podali wymogi techniczne, jakie powinny spełniać rusztowania stosowane do remontu obiektów sakralnych i monumentalnych. W artykule przedstawiono metodę postępowania podczas wyboru rusztowania. Zbudowano model matematyczny umożliwiający optymalną decyzję. Jako kryterium wyboru przyjęto całkowity koszt związany z wypożyczeniem rusztowań do realizacji zadania.

Słowa kluczowe: : rusztowania, modelowanie procesów, optymalizacja

1. Wstęp

Remont wnętrza obiektów zabytkowych jest nadzwyczaj trudnym i złożonym procesem. Wymaga on zarówno odpowiednich materiałów, jak i skomplikowanych technologii napraw powstałych uszkodzeń oraz specjalistycznych urządzeń. Przedmiotem niniejszego artykułu są urządzenia pomocnicze (rusztowania) używane do robót remontowych wewnątrz budynków sakralnych i monumentalnych.

Rusztowanie, według normy [3], jest to tymczasowa konstrukcja pomocnicza z drewna lub stali ułatwiająca wznoszenie lub remont obiektów budowlanych. W robotach remontowych obiektów zabytkowych rola rusztowań jest zdecydowanie większa niż to określa norma. Można powiedzieć, że to właśnie rusztowania umożliwiają przeprowadzenie tych robót. Tylko dzięki tym konstrukcjom można realizować prace naprawcze czy zabezpieczające.

Budowle sakralne i monumentalne charakteryzują się pewną specyfiką, odmienną niż właściwa dla pozostałych rodzajów budownictwa. Szczególne jest, zwłaszcza, ich przeznaczenie, są świątyniami, zamkami, pałacami, są zabytkami kultury a zatem dziedzictwem narodowym. Obiekty te mają charakterystyczne bryły, geometrię, zróżnicowaną konstrukcję oraz właściwy sobie wystrój. Rusztowania, które montujemy we wnętrzach tych budowli na czas remontu muszą spełniać określone wymogi techniczne.

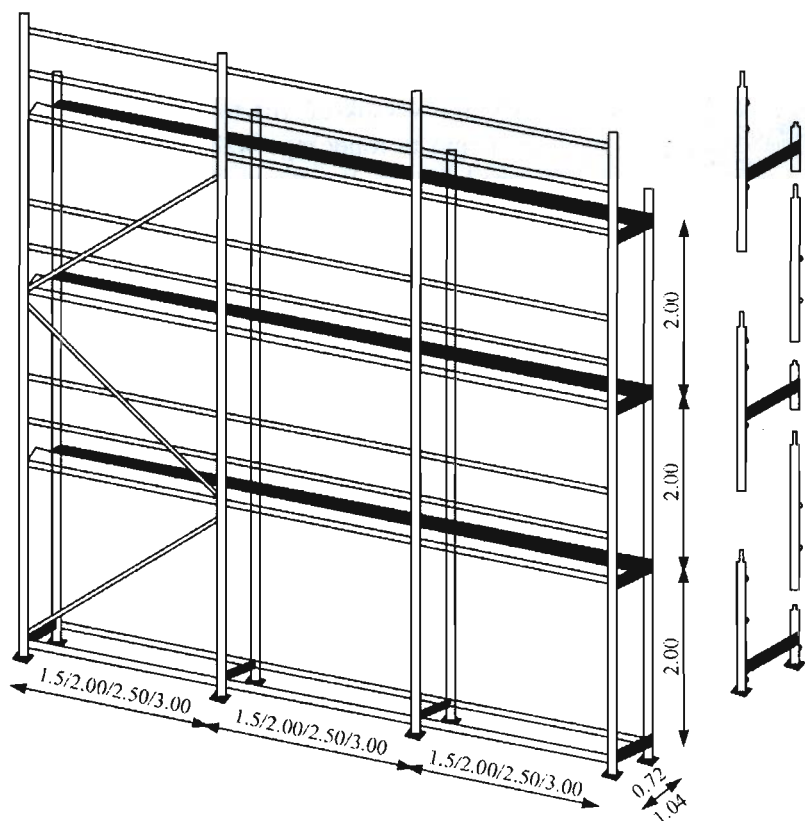
2. Wymagania, które muszą spełniać rusztowania do prac remontowych w obiektach zabytkowych

Budowle zabytkowe, a w szczególności obiekty sakralne, są rodzajem obiektów, w których prace remontowe przebiegają w szczególnych warunkach. Na podstawie własnych doświadczeń oraz analiz rozwiązań stosowanych przez innych projektantów poniżej sformułowano wymagania, jakie powinny spełniać rusztowania do prowadzenia prac remontowych w obiektach zabytkowych:

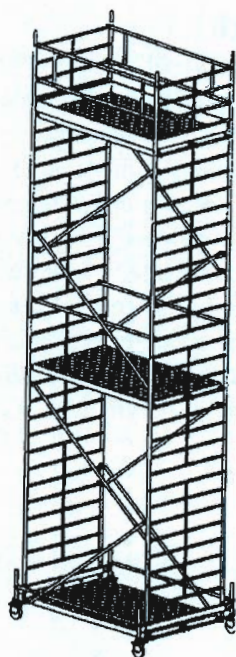
- muszą odpowiadać obciążeniom użytkowym, które mogą wystąpić podczas przeprowadzenia, w sposób bezpieczny, zaplanowanych procesów technologicznych;
- muszą mieć odpowiednią szerokość (powierzchni) pomostów roboczych – ze względów jak wyżej;
- umożliwiać podczas prowadzenia prac renowacyjnych i konserwatorskich pełnienie w dalszym ciągu funkcji (często w ograniczonym zakresie), do jakich przeznaczona jest budowla (na przykład odprawianie nabożeństw). W związku z tym powinna być zapewniona komunikacja dla wiernych. Rusztowania takie powinny mieć odpowiednią siatkę konstrukcyjną: rozstaw stojaków w kierunku podłużnym, rozstaw stojaków w kierunku poprzecznym, wysokość kondygnacji rusztowania;
- zapewniać dostateczną sztywność przestrzenną i sztywność konstrukcji rusztowania, aby nie zachodziła konieczność kotwienia rusztowania do ścian lub filarów pokrytych malowidłami;
- zapewniać wysoki stopień bezpieczeństwa podczas prowadzenia robót. Awaria rusztowania mogłaby spowodować nieodwracalne straty w zabytku;
- posiadać możliwość „dopasowania” się do skomplikowanych kształtów budowli, tak w przekroju jak i w rzucie.
- umożliwiać łatwe i sprawne transportowanie elementów rusztowania. Wymiary geometryczne poszczególnych elementów rusztowania oraz ich masa powinny być takie, by transport i montaż mogły wykonać pojedyncze (dwie) osoby, bez stosowania mechanicznych urządzeń podnośnych.
- ciężar jednostkowy rusztowania nie powinien przekroczyć dopuszczalnego obciążenia jakie może przenieść podłoże. Obiekty sakralne często są podpiwniczone. Nośność konstrukcji stropów czy sklepień nad piwnicami w tego typu obiektach trudno jest dokładnie określić. Problem taki wystąpił podczas remontu Bazyliki Mariackiej, gdy należało zmontować rusztowania do odnowy ścian i sklepień w nawie głównej [1]. Sposób oparcia konstrukcji rusztowania na posadzce parteru powinien być szczegółowo przekonsultowany z konstruktorem.

3. Charakterystyka rusztowań do robót remontowych

Rusztowania ramowe. Są to rusztowania stosowane najczęściej do robót elewacyjnych oraz naprawczych ścian, filarów itp. Są one charakteryzowane przez dwa parametry techniczne: obciążenie zmienne oraz siatkę konstrukcyjną rusztowania. Obciążenia zmienne technologiczne w rusztowaniach występujących na rynku krajowym wynoszą od $1,5 \text{ kN/m}^2$ do $3,0 \text{ kN/m}^2$. Siatkę konstrukcyjną rusztowania określają: rozstaw stojaków w kierunku podłużnym, rozstaw stojaków w kierunku poprzecznym (głębokość rusztowań) oraz wysokość kondygnacji rusztowania. Rozstaw stojaków uzależniony jest od dopuszczalnego obciążenia pomostów. Każdy z producentów podaje takie zależności w swojej dokumentacji. Ważnym parametrem rusztowania jest jego wysokość. W systemach spotykanych na rynku, wysokość ta nie przekracza 30 m.



Rys. 1. Rusztowanie ramowe o ramach dzielonych



Rys. 2. Widok rusztowania przetaczanego

W razie potrzeby zastosowania rusztowań o większej wysokości należy przeprowadzić stosowne obliczenia statyczne. W nowszych generacjach rusztowań rama składa się z tzw. ramy podstawy, rury oraz ramy T (rys. 1). Przedstawiony układ zapewnia większe niż w tradycyjnych rozwiązaniach bezpieczeństwo montażystów oraz pracujących na pomostach robotników.

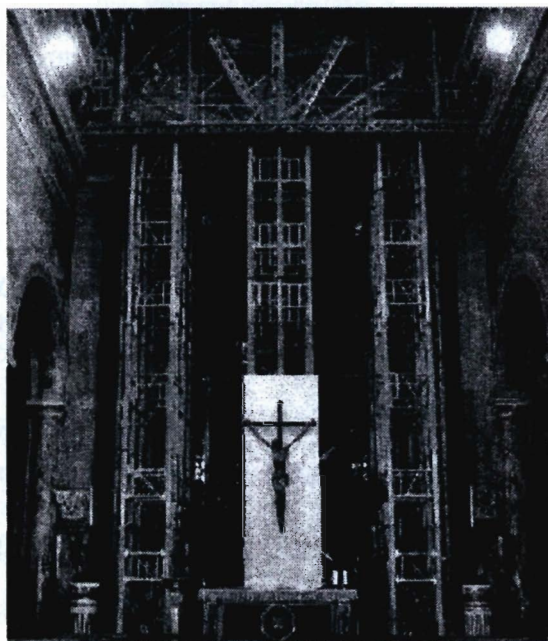
Rusztowania przetaczane. Są to samostateczne rusztowania wieżowe, w których dolne ramy (belki podwozia) zaopatrzone są w kółka do przetaczania – zmiany stanowisk pracy. Służą one do prowadzenia, na określonych wysokościach, robót izolacyjnych, montażowych oraz wszelkiego rodzaju prac remontowych. Podstawowym elementem tych rusztowań jest najczęściej rama wykonana z rur stalowych lub aluminiowych. Dopuszczalne obciążenie pomostu roboczego wynosi w tego typu rusztowaniach do $2,0 \text{ kN/m}^2$. Wysokość rusztowań wynosi do 14,5 m. Wymiary pomostu roboczego wahają się od $1,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m}$ do $2,5 \text{ m} \times 1,65 \text{ m}$. Powyższe dane techniczne dotyczą rusztowań przetaczanych, stosowanych na polskim rynku.

Widok typowego rusztowania przetaczanego przedstawiono na rysunku 2.

Rusztowania stojakowo-kryzowe. Powyższe określenie przyjęto za prof. Rowińskim [6]. W literaturze spotyka się również nazwę rusztowania modułowo-węzłowe [5]. Stosowane są one jako przestrzenne, samostateczne, bez potrzeby montowania do ścian. Ich konstrukcja pozwala dopasować się do złożonych kształtów wnętrza remontowanych obiektów. Poza tym modułowy rodzaj konstrukcji umożliwia budowę wież, podestów trybun dla widzów itp. Z tego typu rusztowań były także wznoszone fragmenty ołtarzy podczas wizyt Ojca Świętego do Polski. Charakterystycznymi elementami rusztowań stojakowo-kryzowych są rurowe stojaki (słupki) z przyspawanymi co 50 cm kryzami (rozetami, krążkami połączeniowymi). Przyjęcie takiego rozwiązania sprawiło, że rusztowania te charakteryzują się dużą sztywnością przestrzenną i statecznością, możliwością zmiany poziomów roboczych co 50 cm. Widok połączenia węzłowego (rygli w rozecie) przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Widok połączenia węzłowego rusztowania modularno-węzłowego. Fotografię wykonano na budowie auli Wydziału Elektrycznego Politechniki Białostockiej.



Rys. 4. Widok jednego z nowoczesnych systemów rusztowań zastosowanych do prac renowacyjnych w funkcjonującym obiekcie sakralnym

Rusztowania wieżowe. Rusztowania wieżowe spełniają przede wszystkim rolę rusztowań nośnych, są wykorzystywane do robót wykonywanych na znacznych wysokościach. Szczególnie przydatne są do prowadzenia prac w trudnych warunkach, np. przy ograniczonej powierzchni i dużej koncentracji obciążenia. Rusztowania wieżowe mają zastosowania podczas prowadzenia robót remontowych sklepień w obiektach sakralnych. Konstrukcja tych rusztowań pozwala na jednoczesne prowadzenie robót w górnych partiach obiektu i odprawianie nabożeństw – nie wyłącza budowlę z użytkowania na czas remontu. Widok omawianego rusztowania przedstawiono na rysunku 4.

4. Metoda wyboru rusztowań

Wybierając rodzaj rusztowań do prac remontowych kierujemy się intuicją i doświadczeniem. W przypadku remontu obiektów sakralnych, gdy okres realizacji jest stosunkowo długi, liczba użytych elementów rusztowań jest znaczna, wypożyczenie tego typu sprzętu związane jest z ponoszeniem znacznych nakładów finansowych. Z tego też względu celowe jest znalezienie metody ułatwiającej w sposób obiektywny podjęcie decyzji wyboru.

Opis algorytmu

Założmy, że mamy m rodzajów rusztowań R_i , $i = 1, 2, 3, \dots, m$. Remontowany obiekt scharakteryzowany jest za pomocą parametrów technicznych, określających warunki doboru rusztowania. W praktyce mamy zazwyczaj następujące parametry:

- $p_{\max}$ [kN/m²] – obciążenie technologiczne wynikające z procesów jakie będą wykonywane z rusztowania;
- $g_{\max}$ [kN/m²] – dopuszczalny ciężar jednostkowy rusztowania, wynikający z ograniczonej nośności podłoża (stropu nad podpiwniczeniem), na którym będzie ustawiane;
- $H_{\min}$ [m] – niezbędna wysokość rusztowania wynikająca z poziomu na jakim będą prowadzone prace remontowe;
- $A_{\min}$ [m²] – minimalna powierzchnia (szerokość) pomostu roboczego niezbędna do prowadzenia w sposób poprawny prac naprawczych.

Dodatkowe parametry określające dobór rusztowania dotyczą geometrii pojedynczych elementów – $D_{g.dop.}$ stosowanego rusztowania oraz masy tych elementów – $D_{m.dop.}$ Do wielu zabytków wchodzi się przez wąskie krużganki czy kruchty – co ogranicza transport większych (rozmiarem) elementów rusztowań. W tak trudnych

warunkach elementy te mogą przenosić najwyżej 2 osoby. Parametry $D_{g.dop.}$ i $D_{m.dop.}$ charakteryzują warunki montażu.

Warunkiem niezbędnym do prowadzenia określonego procesu remontowego za pomocą dobranego rusztowania jest spełnienie następującej zależności:

$$p_i \geq p_{\min} \quad (1)$$

$$g_i \geq g_{\max} \quad (2)$$

$$H_i \geq H_{\min} \quad (3)$$

$$A_i \geq A_{\min} \quad (4)$$

$$D_{i,g} \leq D_{g.dop.} \quad (5)$$

$$D_{i,m} \leq D_{m.dop.} \quad (6)$$

gdzie:

p_i, g_i, H_i, A_i – wielkości charakteryzujące i -ty rodzaj rusztowania,

$D_{i,g}, D_{i,m}$ – wielkości charakteryzujące i -te pojedyncze elementy i -tego rodzaju rusztowania.

Oznaczmy przez x_i ($i = 1, 2, 3, \dots, m$) zmienną binarną ($x_i \in \{0, 1\}$)

$$\chi_i = \begin{cases} 1, & \text{gdy rozpatrywany proces remontowy może być realizowany przy użyciu} \\ & i\text{-tego typu rusztowania} \\ 0, & \text{w przeciwnym przypadku} \end{cases}$$

Rozwiązanie problemu sprowadza się do wyznaczenia minimum funkcji celu, tj. kosztów z [2]:

$$z = (K_1^i + K_2^i + K_3^i) \chi_i \quad (7)$$

przy następujących ograniczeniach:

$$\sum_{i=1}^m \chi_i = 1 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (7a)$$

$$x_i \in \{0, 1\} \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (7b)$$

$$K_i < K_{dop.} \quad (7c)$$

gdzie:

K_1^i [zł] – koszt dzierżawy stosowanego i -tego rodzaju rusztowania,

K_2^i [zł] – koszt usług jednorazowych i -tego rodzaju rusztowań,

K_3^i [zł] – koszt wykonania podłoża (posadowienia) dla i -tego rodzaju rusztowania,

K_i [zł] – koszt wypożyczenia i -tego rodzaju rusztowania

$K_{dop.}$ [zł] – dopuszczalny koszt wypożyczenia rusztowania.

Koszt K_1 – dzierżawy i -tego rodzaju deskowania obliczamy według wzoru:

$$K_1 = A_i \cdot c_i \cdot t_i \text{ [zł]} \quad (8)$$

gdzie:

c_i – opłata za jednostkę czasu wynajmu 1 m² i -tego rusztowania wynosi

c_i [zł/doba·m²],

t_i – czas dzierżawy i -tego rodzaju deskowania [doba].

Koszt K_2 – usług jednorazowych obejmuje transport i -tego rodzaju rusztowania na budowę, montaż rusztowania i jego demontaż.

Koszt K_3 – posadowienia i -tego systemu deskowań. Ten element funkcji celu występuje podczas remontowania obiektów podpiwniczonych o małej nośności stropów (sklepień). Przyjęte rozwiązania wzmocnienia konstrukcji stropu, czy sposób rozłożenia obciążenia rusztowania na określoną powierzchnię stropu mogą wpływać w sposób istotny na wartość K_3 .

Powyższy model rozważanego zadania oceniamy za pomocą wskaźnika kosztów. Poszukujemy takich zmiennych decyzyjnych, dla których funkcja kryterium przyjmuje wartość minimalną. Zadanie to rozwiązujemy za pomocą programowania liniowego binarnego.

Modelowanie problemu wyboru rusztowania według opisanego algorytmu jest pracochłonne i uciążliwe. Dlatego też efektywne jego wykorzystanie może nastąpić dopiero w komputerowych systemach wspomagania decyzji.

5. Zakończenie

Wielość rodzajów rusztowań na rynku budowlanym, charakteryzujących się parametrami techniczno-ekonomicznymi sprawia, że znalezienie rusztowania optymalnego jest zadaniem trudnym. Przedstawiony model matematyczny i algorytm

pozwalają dobrać rusztowanie optymalne spośród tych, które ma wykonawca a które jednocześnie spełniają warunki skomplikowanych realizacji. W podanym modelu kryterium wyboru jest całkowity koszt związany z wypożyczeniem rusztowań do realizacji zadania. Kryterium to może być zastąpione innymi wskaźnikami, takimi jak czas realizacji zadania, niezawodność rusztowań itp.

Literatura

- [1] **Ciesielski R.:** *Metody doświadczalnej aktywizacji statycznej i dynamicznej konstrukcji w budowlach zabytkowych*. Konferencja naukowo-techniczna. REW-INŻ '2000, Inżynieryjne problemy odnowy staromiejskich zespołów zabytkowych. Kraków, maj, 2000.
- [2] **Orłowski Z.:** *Algorytm doboru maszyn montażowych*. Konferencja naukowo-techniczna. Inżynieria Procesów Budowlanych, Bydgoszcz, czerwiec, 1997.
- [3] Norma PN-M-47900-1:1998. Rusztowania stojące metalowe robocze. Określenia, podział i główne parametry.
- [4] Norma PN-M-47900-3:1996. Rusztowania stojące metalowe robocze. Rusztowania ramowe.
- [5] *PERI Deskowania i rusztowania. Informator Techniczny 2000*. PERI Sp. z o.o. Warszawa.
- [6] **Rowiński L.:** *Rusztowania robocze i nośne*. Polskie Centrum Budownictwa; Warszawa, 2001.

REVIEW OF SCAFFOLDINGS USED DURING REPAIR WORKS IN MONUMENTAL BUILDING. ALGORITHM OF SCAFFOLDING SELECTION

Summary: Scaffoldings are essential equipment, universally used during repair works in monumental building. Authors presented technical requirements which have to be fulfilled while using scaffoldings during repair works of sacral and monumental objects. In this paper the whole method connected with procedure of scaffolding selection was shown. Mathematical model was created to give a chance for optimum making decision the main selection criterion was total cost connected with borrowing scaffoldings for realisation of works.

Key words: scaffolding, modeling of process, optimalization

Joanna Piotrowska-Woroniak, Grzegorz Woroniak

ANALIZA INSTALACJI CIEPŁOMIERZY W WĘZŁACH CIEPLNYCH

Streszczenie: W pracy przedstawiono propozycje różnych wariantów opomiarowania węzłów ciepłych szeregowo-równoległych z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. i węzłów ciepłych równoległych z jednostopniowym podgrzewem c.w.u., częściej bądź rzadziej wykorzystywanych w praktyce. Na przykładzie zaproponowanych rozwiązań opomiarowania węzłów ciepłych dokonano analizy techniczno-ekonomicznej instalacji ciepłomierzy z mechanicznymi przetwornikami przepływu oraz ciepłomierzy z przetwornikami ultradźwiękowymi.

Słowa kluczowe: ciepłomierz, licznik ciepła, przetwornik przepływu, czujnik temperatury, węzeł ciepły, ciepła woda użytkowa

1. Charakterystyka ciepłomierzy

Licznik ciepła (ciepłomierz) jest przyrządem pomiarowym wskazującym wartość ciepła – w dżulach [J], watogodzinach [Wh] lub ich wielokrotnościach – jako wynik sumowania lub całkowania w czasie.

Ilość ciepła oddawana do instalacji grzewczej przez nośnik ciepła wynosi:

$$Q = \int_{t_1}^{t_2} \dot{m}(t) \cdot (h_V - h_R) dt, \quad (1)$$

gdzie:

Q – ilość ciepła,

$\dot{m}(t)$ – strumień masy nośnika ciepła,

h_V – entalpia właściwa nośnika w przewodzie zasilającym,

h_R – entalpia właściwa nośnika w przewodzie powrotnym,

t_1, t_2 – czas początkowy i końcowy.

Gdy różnicę entalpii właściwej wody zastąpi się iloczynem średniego ciepła właściwego (c_m) oraz temperatury wody zasilającej i powrotnej

$$h_V - h_R = c_m (\vartheta_V - \vartheta_R), \quad (2)$$

to równanie powyższe przechodzi w:

$$Q = \int_{t_1}^{t_2} \dot{m}(t) \cdot c_m (\vartheta_V - \vartheta_R) dt, \quad (3)$$

gdzie:

ϑ_V – temperatura wody zasilającej [$^{\circ}\text{C}$],

ϑ_R – temperatura wody powrotnej [$^{\circ}\text{C}$].

Ponieważ zwykle mierzy się strumień objętości $\dot{V}(t)$, to strumień masy oblicza się ze wzoru:

$$\dot{m}(t) = \rho \cdot \dot{V}(t), \quad (4)$$

Wówczas:

$$Q = \int_{t_1}^{t_2} \rho \cdot c_m \dot{V}(t) \cdot (\vartheta_V - \vartheta_R) dt, \quad (5)$$

Ponieważ gęstość i średnie ciepło właściwe zależą od temperatury, a tym samym najczęściej także od czasu, równanie powyższe daje się zredukować tylko przy upraszczających założeniach.

Iloczyn gęstości i średniego ciepła właściwego przyjęto się oznaczać jako współczynnik cieplny k , ponieważ jego wartość tylko w niewielkim stopniu zależy od temperatury.

$$k = c_m \cdot \rho, \quad (6)$$

Wówczas:

$$Q = k \int_{t_1}^{t_2} \dot{V}(t) \cdot (\vartheta_V - \vartheta_R) dt, \quad (7)$$

Gdy wartości strumienia objętości i temperatury są stałe w czasie, uzyskuje się uproszczony związek:

$$Q = k \cdot V \cdot (\vartheta_V - \vartheta_R), \quad (8)$$

gdzie:

V – objętość przepływającego nośnika ciepła.

Liczniki ciepła dzielimy na kombinowane i zespolone.

- *Licznik ciepła kombinowany* (składany) to licznik składający się z przetwornika przepływu, dwóch czujników temperatury oraz kalkulatora wskazującego (przelicznika wskazującego).
- *Licznik ciepła zespolony* (tzw. kompakt) to licznik, którego elementy składowe (przetwornik przepływu oraz jeden z czujników temperatury) są ze sobą nierozdzielnie połączone i umieszczone we wspólnej obudowie.

Podstawę prawną stosowania ciepłomierzy w węzłach ciepłych stanowi OBWIESZCZENIE MINISTRA SPRAW WEWNĘTRZNYCH I ADMINISTRACJI z dnia 4 lutego 1999 roku w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. (Dz. U. Nr 15, poz. 140) wraz z załącznikiem do obwieszczenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 4 lutego 1999 roku (poz. 140).

Instalacje zimnej i ciepłej wody

§ 121. 1. W budynku mieszkalnym wielorodzinnym należy stosować urządzenia do pomiaru ilości ciepła lub paliwa zużywanego do przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz pomiaru ilości zimnej i ciepłej wody, dostarczanej do poszczególnych lokali oraz pomieszczeń służących do wspólnego użytku mieszkańców w tym budynku.

2. W zespołach budynków zaopatrywanych w ciepłą wodę użytkową ze wspólnej kotłowni lub grupowego węzła ciepłego urządzenie do pomiaru ilości ciepła lub paliwa zużywanego do przygotowania ciepłej wody użytkowej, o którym mowa w ust. 1, może być umieszczone poza tymi budynkami.

(poprawka wprowadzona ROZPORZĄDZENIEM MINISTRA GOSPODARKI PRZESTRZENNEJ I BUDOWNICTWA z dnia 4 kwietnia 1996 roku zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

(Dz. U. z dnia 19 kwietnia 1996 r.))

Ogrzewanie pomieszczeń

§ 135. Instalacje centralnego ogrzewania powinny być zaopatrzone w odpowiednią aparaturę kontrolną i pomiarową, zapewniającą sprawne i bezpieczne ich użytkowanie.

§ 136. Instalacje centralnego ogrzewania w budynku przyłączonym do sieci scentralizowanego zaopatrzenia w ciepło powinny być wyposażone w liczniki do pomiaru ilości ciepła dostarczanego do instalacji odbiorczej budynku oraz urządzenia niezbędne do indywidualnego rozliczania kosztów ogrzewania poszczególnych mieszkań lub innych lokali.

2. Zasady doboru ciepłomierzy

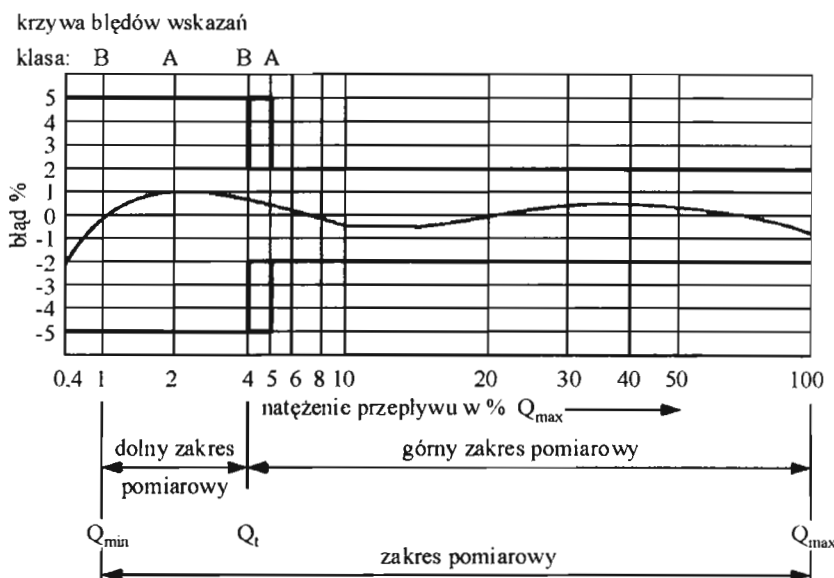
Do doboru ciepłomierza dla opomiarowania obiektu można przystąpić po ustaleniu następujących warunków:

- zapotrzebowanie na ciepło z wyszczególnieniem mocy na potrzeby centralnego ogrzewania, ciepłej wody użytkowej i ciepła technologicznego,
- charakterystyka poboru ciepła, szczególnie w odniesieniu do ciepła na cele c.o. i ciepła technologicznego z podaniem okresów poboru: ciągłego, dyżurnego czy minimalnego,
- sposób podłączenia obiektu do sieci,
- wartość przepływów czynnika grzejnego zimą i latem,
- dopuszczalna strata ciśnienia na przetworniku przepływu,
- miejsce montażu przetwornika przepływu (na rurociągu zasilającym lub powrotnym),
- wymagana klasa dokładności przetwornika przepływu (dla $q_n \leq 15 \text{ m}^3/\text{h}$ klasy A,B,C; dla $q_n \geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$ klasa C).

Dobierając ciepłomierz należy dążyć, aby:

- rzeczywisty mierzony strumień objętości w obiegach o ciągłym przepływie czynnika powinien stanowić 60-80% nominalnego strumienia q_n określonego przez producenta przetwornika przepływu; wiąże się to z uniknięciem pracy urządzenia w zakresie błędów grubych, ilustruje to rysunek 1,
- w żadnym wypadku strumień objętości płynący przez przetwornik przepływu nie powinien przekraczać maksymalnej wartości przepływu dla określonego przetwornika przepływu $q_{\max}$, podawanego przez producenta urządzenia,
- dla obwodu grzejnego o dużym zakresie zmian wielkości strumienia należy wybrać przetwornik o najmniejszej średnicy, tak aby był spełniony warunek nieprzekroczenia maksymalnego spadku ciśnienia w przetworniku (w takim przypadku nie należy uwzględniać warunku o maksymalnym obciążeniu 80% q_n),

- wartość impulsów należy dobrać w zależności od wielkości strumienia, tak aby zapewnić wymaganą dokładność pomiaru (im częstsze impulsowanie, tym dokładniejszy pomiar),
- przelicznik nie powinien przetwarzać informacji w sytuacji, gdy temperatura wody na powrocie jest wyższa od temperatury wody na zasilaniu,
- w zakresie przepływu $q_n \leq 1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ należy dobierać wodomierze skrzydełkowe jedno- lub wielostrumieniowe o klasach metrologicznych A,B,C
- w zakresie przepływu $q_n \leq 10 \text{ m}^3/\text{h}$ należy dobierać wodomierze skrzydełkowe wielostrumieniowe lub śrubowe o klasach metrologicznych B,C,
- w zakresie przepływu $q_n \geq 10 \text{ m}^3/\text{h}$ należy dobierać wodomierze śrubowe o klasie metrologicznej C.



Rys. 1. Krzywa błędów pomiaru przetwornika przepływu

3. Wybór miejsca montażu

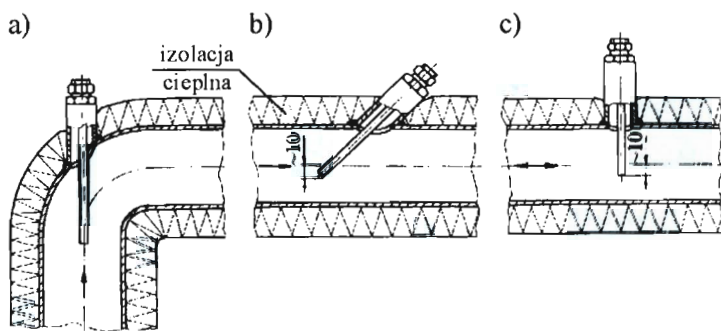
Teoretycznie w instalacji prawie zawsze można wskazać kilka miejsc do prawidłowego montażu ciepłomierza. Pozwala to na uzyskanie wiarygodnych wyników pomiaru. Jeżeli warunki w instalacji pozwalają na wybór jednej spośród kilku różnych możliwości, to miejsce montażu należy określić w porozumieniu z odpo-

wiedzialnymi osobami w taki sposób, aby stanowiło ono rozsądny kompromis między interesami obu stron.

3.1. Montaż

Liczniki ciepła zespolone oraz przetworniki przepływu liczników kombinowanych powinny być usytuowane w systemach ciepłowniczych na rurociągu powrotnym. W uzasadnionych przypadkach dopuszcza się instalowanie ich na rurociągu zasilającym (np. w węzłach ciepłowniczych bezpośrednich). W przypadku instalowania przetwornika przepływu na rurociągu zasilającym należy pamiętać o sprawdzeniu, czy dany przetwornik ma dopuszczony do stosowania w temperaturze wody powyżej 90°C . Przetworniki przepływu w instalacjach chłodniczych należy montować na zasilaniu, tj. na przewodzie chłodniejszym.

Liczniki ciepła powinny być zabezpieczone przed zjawiskiem kawitacji i uderzeniami hydraulicznymi. Nie należy gwałtownie zmieniać średnicy tuż przed i za licznikiem ciepła zespolonym lub za przetwornikiem przepływu. Długość prostoliniowych odcinków rurociągu przed licznikiem i za licznikiem ciepła zespolonym lub przetwornikiem powinny być zgodne z wymaganiami producenta, a w przypadku przetworników przepływu kryzowych lub zwężkowych zgodne z PN-65/M-53950. Na tych odcinkach nie wolno montować żadnych urządzeń i armatury. Licznikom ciepła montowanym w systemach ciepłowniczych powinny towarzyszyć regulatory ograniczające maksymalny przepływ.



Rys. 2. Sposoby instalowania czujników w rurociągach: a) w kolanie (rezystor czujnika powinien znajdować się w osi rurociągu), b) ukośnie, c) prostopadle do kierunku przepływu

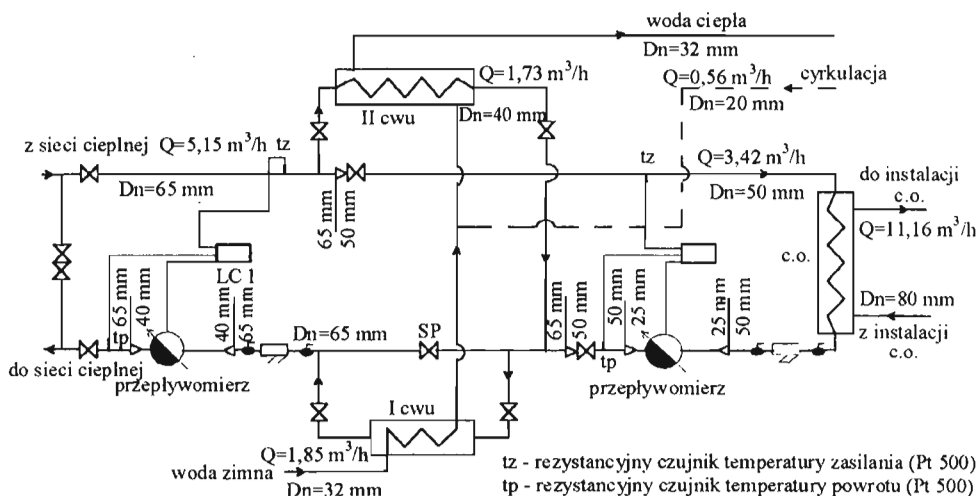
Bardzo istotną sprawą jest instalacja czujników temperatury. Należy sprawdzić, czy instalowane czujniki temperatury będą prawidłowo zainstalowane w rurociągu.

Sposób montażu czujników temperatury jest przedstawiony na rysunku 2. Bardzo często zdarza się tak, że długość czujników jest dostosowana do średnicy rury odpowiadającej średnicy przetwornika przepływu. Może się więc zdarzyć, że czujniki temperatury nie będą spełniały wymogów ich poprawnego montażu, wtedy należałoby specjalnie dla nich wykonywać dodatkowe przewężenia w rurociągach. Przy zamawianiu i instalowaniu ciepłomierza należy również i to wziąć pod uwagę.

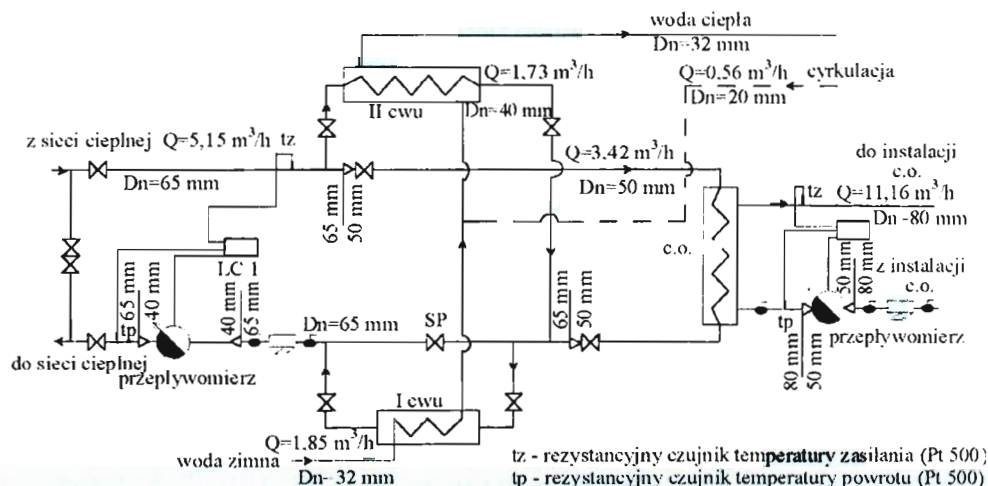
4. Warianty instalacji ciepłomierzy w węzłach cieplnych

Analizę przeprowadzono dla węzłów cieplnych z jedno- i dwustopniowym podgrzewem c.w.u. Zapotrzebowanie na moc na cele c.o. przyjęte do analizy $Q_{co} = 260 \text{ kW}$, na cele c.w.u. 102 kW . Obliczenie mocy cieplnej na cele c.w.u. wykonano zgodnie z normą PN-92/B-01706. Schematy węzłów cieplnych szeregowo-równoległych z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. z ciepłomierzami z mechanicznymi przetwornikami przepływu w różnych wariantach montażu przedstawiono na rysunkach 3-6, a schematy węzłów cieplnych równoległych z jedno-stopniowym podgrzewem c.w.u. z ciepłomierzami z mechanicznymi przetwornikami przepływu przedstawiono na rysunkach 7-10.

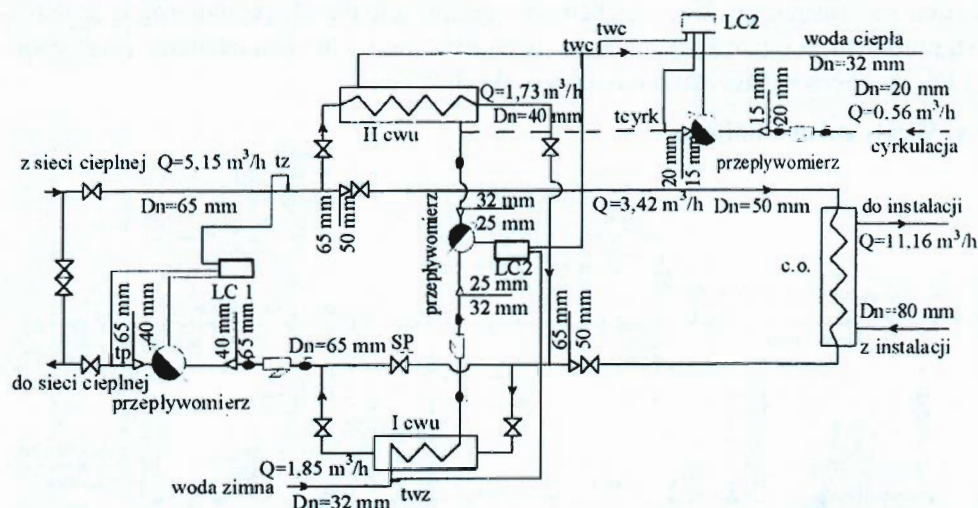
A. Węzły dwustopniowe



Rys. 3. Schemat węzła cieplnego szeregowo-równoległego z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. – wariant I (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.o.(strona sieciowa)), SP – spinka-zawór zawsze zamknięty i zaplombowany

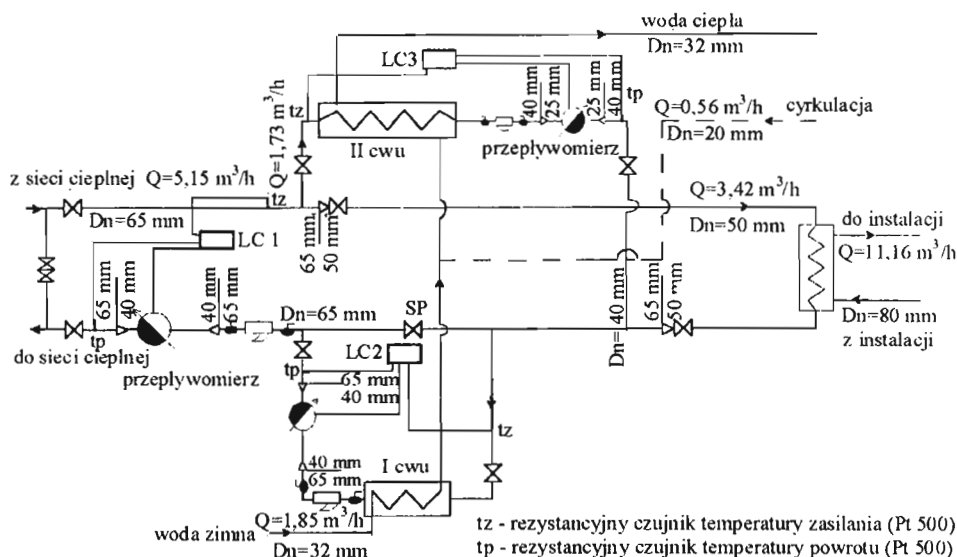


Rys. 4. Schemat węzła cieplnego szeregowo-równoległego z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant II** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.o.(po stronie instalacji c.o.)), **SP** – spinka-zawór zawsze zamknięty i zaplombowany



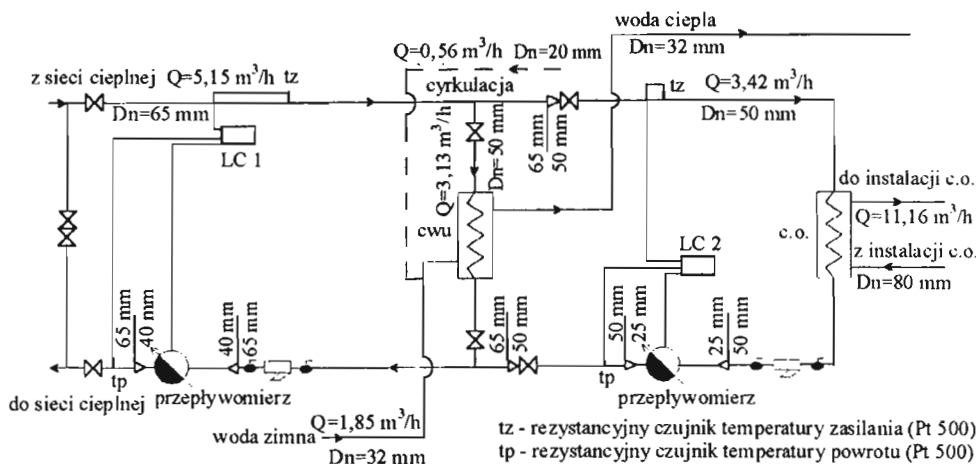
tz - rezystancyjny czujnik temperatury zasilania (Pt 500)
tp - rezystancyjny czujnik temperatury powrotu (Pt 500)
twz - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie zimnej
twc - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie ciepłej
tcyrk - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie cyrkulacyjnej

Rys. 5. Schemat węzła cieplnego szeregowo-równoległego z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant III** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.w.u. (po stronie instalacji c.w.u.), LC3 – ciepłomierz do pomiaru zużycia ciepła na cele c.w.u. na II stopniu podgrzewu (zainstalowany po stronie sieciowej)), SP – spinka-zawór zawsze zamknięty i zaplombowany

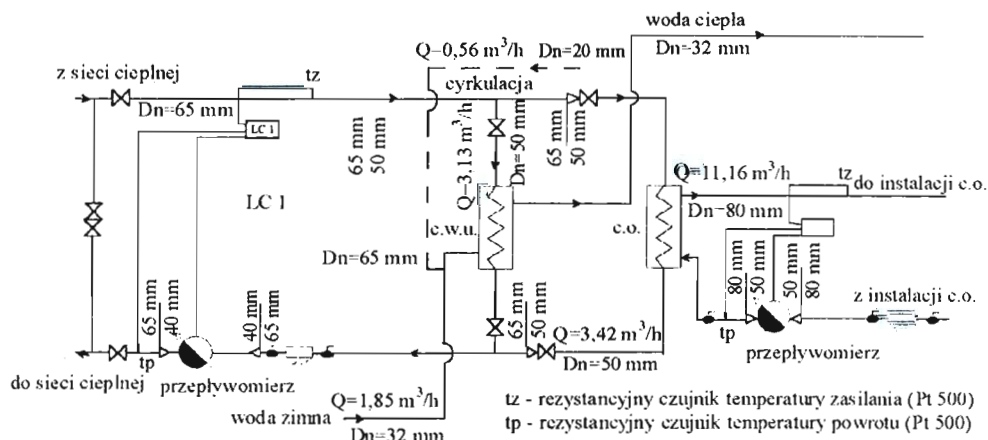


Rys. 6. Schemat węzła cieplnego szeregowo-równoległego z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant IV** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.w.u. na I stopniu podgrzewu (zainstalowany po stronie sieciowej), LC3 – ciepłomierz do pomiaru zużycia ciepła na cele c.w.u. na II stopniu podgrzewu (zainstalowany po stronie sieciowej)). SP – spinka-zawór zawsze zamknięty i zaplombowany

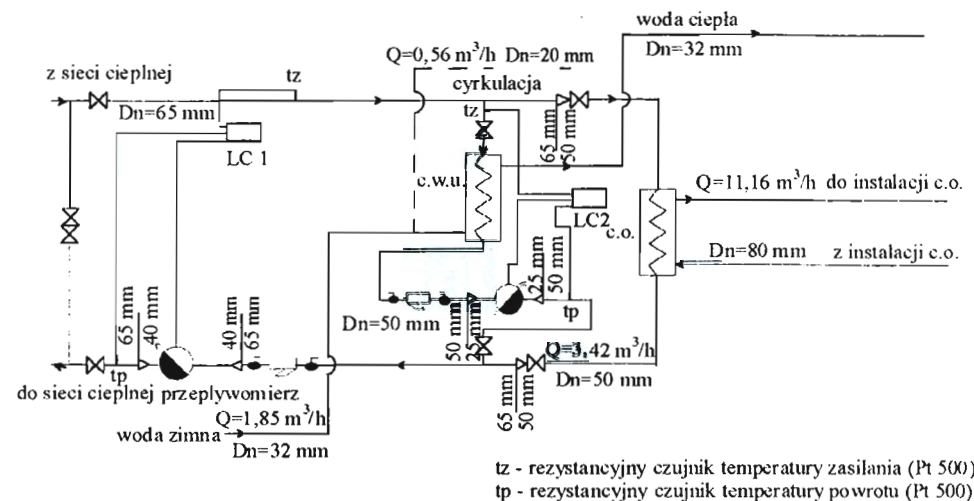
B. Węzły jednostopniowe



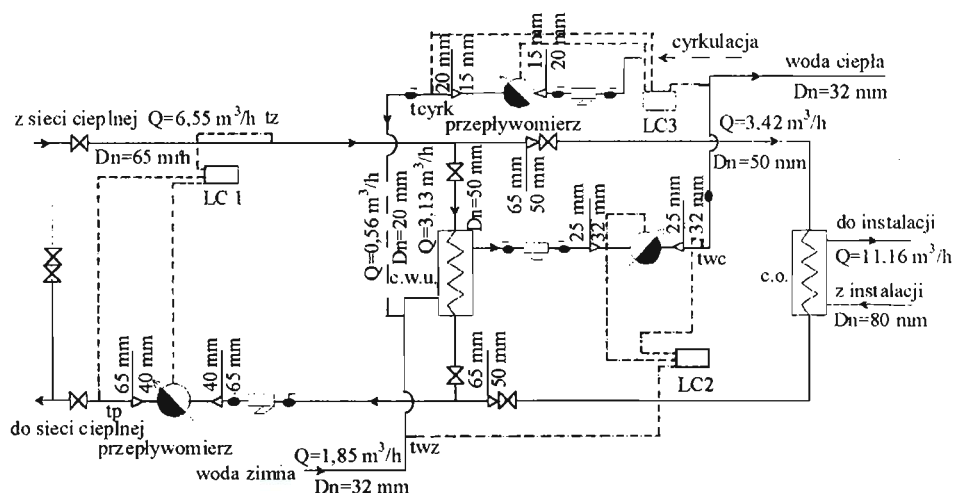
Rys. 7. Schemat węzła cieplnego równoległego z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant V** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.o. (strona sieciowa))



Rys. 8. Schemat węzła cieplnego równoległego z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant VI** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.o. (po stronie instalacji c.o.))



Rys. 9. Schemat węzła cieplnego równoległego z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant VII** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.w.u. (strona sieciowa))



tz - rezystancyjny czujnik temperatury zasilania (Pt 500)
 tp - rezystancyjny czujnik temperatury powrotu (Pt 500)
 twz - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie zimnej
 twc - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie ciepłej
 teyrk - rezystancyjny czujnik temperatury na wodzie cyrkulacyjnej

Rys. 10. Schemat węzła ciepłego równoległego z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. – **wariant VIII** (LC1 – ciepłomierz do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, LC2 – ciepłomierz do pomiaru ciepła na cele c.w.u. (strona sieciowa), LC3 – pomiar zużycia energii cieplnej na „podgrzanie” wody cyrkulacyjnej))

W węzłach zastosowano ciepłomierze kombinowane, składające się z przetwornika przepływu (mechanicznego lub ultradźwiękowego), pary czujników temperatury oraz przelicznika elektronicznego właściwego rodzajowi zastosowanego przelicznika przepływu. Dla takich zestawów ciepłomierzy dokonano analizy ekonomicznej.

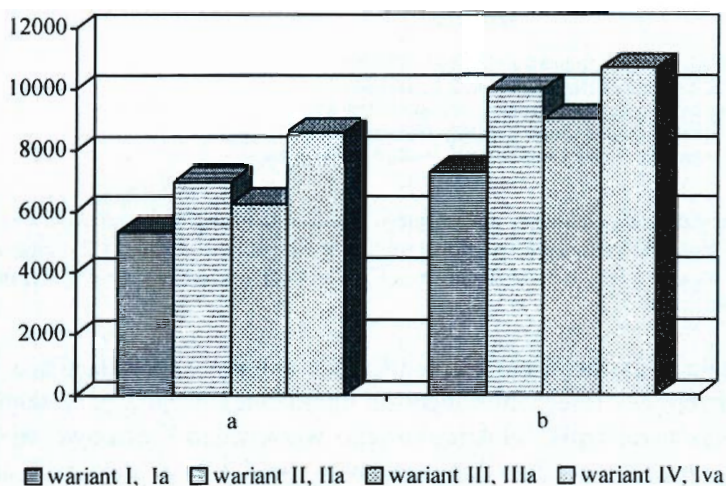
Schematy węzłów ciepłych zostały wykonane tylko dla ciepłomierzy z mechanicznymi przetwornikami przepływu, ponieważ schematy dla ciepłomierzy z ultradźwiękowymi przetwornikami przepływu byłyby powtórzeniem poprzednich.

Nakłady inwestycyjne poniesione na instalację ciepłomierzy w węzłach ciepłych w poszczególnych wariantach przedstawiają się następująco: Kalkulację cenową wykonano w oparciu o aktualne cenniki firm.

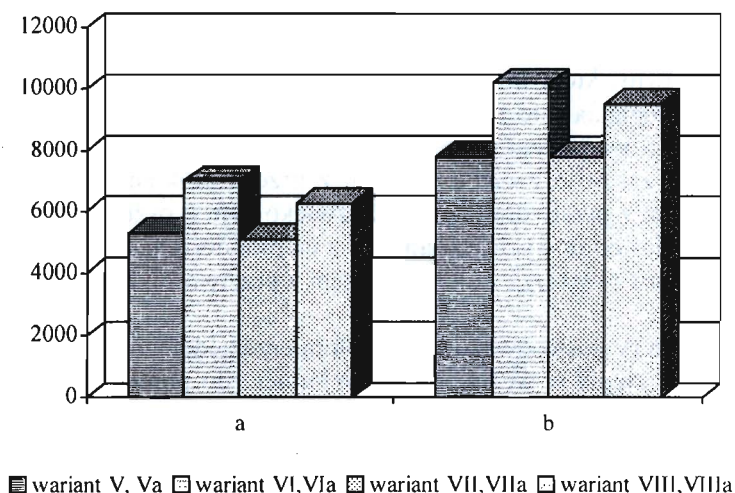
Tabela 1.

Zestawienie nakładów inwestycyjnych poszczególnych wariantów instalacji ciepłomierzy z przetwornikami przepływu mechanicznymi (I-VIII) i ultradźwiękowymi (Ia-VIIIa)

Lp.	Rodzaj węzła i przetwornika przepływu	Warianty / (zł PLN z Vat-em)			
		<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
1	Węzeł II°, przetwornik mechaniczny	5 300	6 980	6 260	8 500
2	Węzeł I°, przetwornik mechaniczny	5 300	6 980	5 100	6 260
3	Węzeł II°, przetwornik ultradźwiękowy	<i>I a</i>	<i>II a</i>	<i>III a</i>	<i>IV a</i>
		7 300	9 980	9 030	10 730
4	Węzeł I°, przetwornik ultradźwiękowy	<i>V a</i>	<i>VI a</i>	<i>VII a</i>	<i>VIII a</i>
		7 790	10 200	7 790	9 540



Rys. 11. Nakłady inwestycyjne poniesione na instalację ciepłomierzy w węzłach cieplnych szeregowo-równoległych z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. w różnych wariantach: a) z przepływomierzami mechanicznymi, b) z przepływomierzami ultradźwiękowymi



Rys. 12. Nakłady inwestycyjne poniesione na instalację ciepłomierzy w węzłach ciepłych równoległych z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. w różnych wariantach: a) z przepływomierzami mechanicznymi, b) z przepływomierzami ultradźwiękowymi

5. Podsumowanie

Opomiarowanie węzłów ciepłych w poszczególnych wariantach umożliwia określenie zużycia ciepła na potrzeby centralnego ogrzewania i ciepłej wody użytkowej.

Opracowane warianty są alternatywne w ramach określonego typu węzła ciepłego.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że najtańszym i zarazem najczęściej stosowanym w praktyce rozwiązaniem opomiarowania węzłów szeregowo-równoległych z dwustopniowym podgrzewem c.w.u. jest wariant I, zarówno z ciepłomierzami z przetwornikiem mechanicznym, jak i przetwornikiem ultradźwiękowym. Koszt inwestycji wariantu I z ciepłomierzem z przetwornikiem mechanicznym wynosi 5300 zł, a z przetwornikiem ultradźwiękowym 7300 zł. W wariantcie I zastosowano dwa ciepłomierze, jeden LC1 do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, drugi ciepłomierz LC2 do pomiaru zużycia ciepła na cele c.o., zainstalowany po stronie sieciowej.

W węzłach ciepłych równoległych z jednostopniowym podgrzewem c.w.u. najtańszym rozwiązaniem opomiarowania węzła okazał się wariant VII, zarówno

z ciepłomierzem z przetwornikiem mechanicznym (koszt 5100 zł), jak i z przetwornikiem ultradźwiękowym (koszt 7790 zł). W wariantcie VII zastosowano jeden ciepłomierz główny, który mierzy globalne zużycie ciepła w węźle i drugi do pomiaru zużycia ciepła na cele c.w.u. zainstalowany po stronie sieciowej.

Najdroższym wariantem okazał się dla węzłów dwustopniowych wariant IV (koszt 8500 zł) zarówno z ciepłomierzem z przetwornikiem mechanicznym, jak i z ciepłomierzem z przetwornikiem ultradźwiękowym (koszt 10730 zł), natomiast dla węzłów jednostopniowych wariant VI z ciepłomierzem z przetwornikiem mechanicznym (koszt 6980 zł) i z ciepłomierzem z przetwornikiem ultradźwiękowym (koszt 10200 zł).

W wariantcie IV zastosowano trzy ciepłomierze, jeden główny do pomiaru globalnego zużycia ciepła w węźle, drugi ciepłomierz do pomiaru zużycia ciepła na cele c.w.u. na I^o podgrzewu, zainstalowany po stronie sieciowej oraz trzeci do pomiaru zużycia ciepła na cele c.w.u. na II^o podgrzewu, zainstalowany po stronie sieciowej. Mimo że wariant ten gwarantuje bezpośredni pomiar zużycia ciepła na cele c.w.u., występuje tutaj dublowanie się przetworników przepływu tej samej wielkości (LC1, LC2), co raczej nie jest korzystne poza sezonem grzewczym, kiedy często w tym okresie przepływ wody sieciowej jest mniejszy. Jest to układ niezalecany.

W wariantcie VI zastosowano dwa ciepłomierze, jeden główny LC1, drugi do pomiaru zużycia ciepła na cele c.o. instalowany po stronie instalacji c.o. Ciepłomierz globalny pozwala mierzyć zużycie ciepła przez cały węzeł, a drugi ciepłomierz pozwala mierzyć zużycie ciepła na cele c.o. Umieszczenie ciepłomierza po stronie instalacyjnej umożliwia jego demontaż bez ingerencji w stronę sieciową węzła cieplnego oraz w przypadku awarii regulatora temperatury chroni go przed nadmiernym przegrzaniem wodą sieciową.

Wariant III w węzłach dwustopniowych gwarantuje dokładny pomiar zużycia ciepła na cele c.w.u. w ciągu całego roku oraz znajomość ilości ciepła traconego w wodzie cyrkulacyjnej.

Koszt wariantu III wynosi:

- ciepłomierz z mechanicznym przetwornikiem przepływu 6260 zł,
- ciepłomierz z ultradźwiękowym przetwornikiem przepływu 9030 zł.

Wybór ciepłomierza najlepiej dostosowanego do węzła cieplowniczego nie zawsze jest prosty. Głównym problemem jest dopasowanie zakresu obciążenia pomiarowego przetwornika przepływu, to znaczy wartości przepływu najmniejszego ($Q_{\min}$) i nominalnego (Q_n) do zakresu wskazań strumienia objętości. Jeżeli nie uda się właściwie dopasować przetwornika przepływu do rzeczywistych wahań przepływów wody sieciowej w węźle, może być duża niepewność pomiaru, a zatem także duży błąd pomiarowy. Dopuszczalne błędy pomiaru przepływu:

- w zakresie przepływu $Q_{\min} - Q_t - 5\%$,
- w zakresie przepływu $Q_t - Q_n - 3\%$.

W żadnym wypadku nie wolno dobierać średnicy nominalnej przepływomierza według średnicy nominalnej przewodu rurowego. Jakość oferowanych ciepłomierzy jest bardzo różna. Tylko część z tych produktów nadaje się do rozliczania ciepła w przedsiębiorstwach energetyki ciepłej. Ze względu na niepewność pomiaru oraz niewystarczającą tu stałość i ograniczoną możliwość kontroli należy dokonywać bardzo starannego wyboru ciepłomierza. Należy zastanowić się, czy w niektórych przypadkach, mimo wysokich nakładów inwestycyjnych na ciepłomierze z ultradźwiękowym przetwornikiem przepływu, nie warto zainwestować w tego typu urządzenia w węzłach ciepłych. Ciepłomierze ultradźwiękowe charakteryzuje:

- niewrażliwość na zanieczyszczenia niesione w wodzie sieciowej (nie występują elementy, które mogą zostać zablokowane),
- duży zakres pomiarowy,
- mniejszy błąd pomiarowy niż w przypadku przetworników mechanicznych (mniejszy niż 2%),
- niższe koszty eksploatacyjne (nie ma potrzeby wymiany zużytych lub uszkodzonych części),
- czas legalizacji 10 lat (przetworniki mechaniczne – 5 lat).

Literatura

- [1] *Warunki techniczne montażu i odbioru urządzeń do regulacji i pomiaru zużycia ciepła i wody w budynkach*. Wydawca Polska Korporacja Techniki Sanitarnej, Grzewczej, Gazowej i Klimatyzacyjnej, Warszawa, 1997.
- [2] **Dietrich Eckert H.**: *Ciepłomierze*. CIBET, Warszawa, 1995.
- [3] *Pomiar i rozliczanie ciepła*. CIBET, Warszawa, 1995.
- [4] **Stempniak A.**: *Wybrane aspekty eksploatacji węzłów ciepłych i ich wpływ na dostawę ciepła do odbiorców na przykładzie domów studenta Politechniki Białostockiej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej Nr 13/2001.

THE TECHNICAL ANALYSIS OF THE HEAT METERS INSTALLATION IN THE THERMAL STATIONS

Summary: The article shows the various methods suggestion of the two kinds thermal stations heat measurement with the technical- economical analysis suggested solutions.

Key words: heat meter, flow converter, temperature sensor, thermal station, warm water

Joanna Piotrowska-Woroniak, Grzegorz Woroniak

PRZYKŁAD ANALIZY TECHNICZNO-EKONOMICZNEJ ZMNIEJSZENIA ENERGOCHŁONNOŚCI EKSPLOATACYJNEJ BUDYNKÓW

Streszczenie: Artykuł przedstawia sposób wykonania kompleksowej analizy dotyczącej termorenowacji budynku wielorodzinnego wraz z analizą ekonomiczną proponowanych rozwiązań zmniejszających energochłonność obiektów wielopłytowych..

Słowa kluczowe: termomodernizacja, współczynnik przenikania ciepła, izolacja termiczna

1. Wstęp

Budynki mieszkalne wielorodzinne wzniesione w latach 1960-1990 (ze względu na inne wówczas wymagania ochrony cieplnej), w tym budynki wielkopłytowe, w których dodatkowo występują poważne wady technologiczne, potrzebują do ogrzewania ponad dwukrotnie więcej ciepła niż to przewidują wymagania dzisiejsze. Wiąże się to z wysokimi kosztami eksploatacji. Budynki te koniecznie wymagają zabiegów termomodernizacyjnych, takich jak:

- obniżenie strat ciepła i sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania poprzez wykonanie dodatkowej izolacji cieplnej przegród zewnętrznych pełnych i modernizację okien;
- dostosowanie dostawy ciepła do zmniejszonego zapotrzebowania na ciepło przez modernizację źródła ciepła i instalacji wewnętrznej centralnego ogrzewania;
- możliwości pokrywania kosztów faktycznego zużycia ciepła zgodnie ze wskazaniami licznika.

Poprawne docieplenie budynków polepsza komfort użytkowania mieszkań, poprawia akumulację ciepła w przegrodach zewnętrznych, nie dopuszcza do kondensacji pary wodnej, zwiększa izolacyjność akustyczną (przy izolacji z płyt z wełny mine-

ralnej) oraz chroni elementy konstrukcyjne budynku przed korozją. Głównym celem termomodernizacji jest obniżenie kosztów ogrzewania. W termomodernizowanych budynkach możliwe jest obniżenie zużycia energii o 35-40%. Możliwe są także cele dodatkowe, takie jak: ochrona środowiska naturalnego, podniesienie komfortu użytkowania, ułatwienie obsługi i konserwacji urządzeń i instalacji.

Warunkiem koniecznym osiągnięcia głównego celu termomodernizacji jest: realizowanie usprawnień tylko rzeczywiście opłacalnych, a przed podjęciem decyzji inwestycyjnej – dokonanie oceny stanu istniejącego i możliwych usprawnień oraz analizy efektywności ekonomicznej modernizacji (audyt energetyczny). Przyступа- jąc do termomodernizacji budynku, należy wcześniej określić zakres oraz parametry techniczne i ekonomiczne danego przedsięwzięcia termomodernizacyj- nego ze wskazaniem rozwiązania optymalnego, głównie z punktu widzenia koszt- ów realizacji tego przedsięwzięcia i oszczędności energii. Opracowanie jest nie- zbędne również do uzyskania premii termomodernizacyjnej oraz może stanowić założenie do projektu budowlanego, dotyczącego realizowanego przedsięwzięcia.

Premia termomodernizacyjna przysługuje inwestorowi, jeżeli ze zweryfi- kowanego audytu energetycznego wynika, że:

- kredyt udzielony na realizację przedsięwzięcia termomodernizacyjnego nie przekroczy 80% jego kosztów, a okres spłaty kredytu pomniejszonego o premię termomodernizacyjną nie przekroczy 10 lat,
- miesięczne raty spłaty kredytu wraz z odsetkami nie są mniejsze od raty kapita- łowej powiększonej o należne odsetki i nie są większe od równowartości 1/12 kwoty rocznych oszczędności kosztów energii, uzyskanych w wyniku realizacji przedsięwzięcia termomodernizacyjnego.

Ogólne zabiegi energooszczędnościowe w istniejących budynkach można po- dzielić na trzy grupy:

- I – zabiegi usuwające ewidentne wady i marnotrawstwo (usuwanie nieszczelności i wad w przegrodach budowlanych, czyszczenie i regulacja instalacji grzew- czej oraz zaopatrzenie jej w zawory regulacyjne i urządzenia do pomiaru ciepła),
- II – zmiany w instalacji grzewczej (np. podniesienie jej sprawności, automatyczna regulacja),
- III – zmiany budowlane zmniejszające straty ciepła (np. ocieplenie ścian, wymiana okien na okna o lepszych parametrach izolacyjności cieplnej).

Ocenę istniejącego zużycia energii i możliwych do uzyskania oszczędności oraz wybór optymalnego rozwiązania technicznego umożliwiającego obniżenie energii wykonano na przykładzie XI kondygnacyjnego budynku wielorodzinnego, zlokalizowanego w Warszawie, oddanego do użytku w 1969 roku.

Dane budynku: powierzchnia użytkowa mieszkań – 3 100 m², powierzchnia użytkowa ogrzewanej części budynku – 3 690 m², kubatura budynku według PN-

69/B-02360 – 16 100 m³, kubatura części ogrzewanej – 10 278 m³, liczba mieszkańców 141 osób.

2. Bieżąca ocena stanu technicznego budynku i jego charakterystyka energetyczna

Wartości współczynników przenikania ciepła U przegród budowlanych zostały obliczone na podstawie projektu technicznego budynku zgodnie z PN-EN ISO 6946:1999 „*Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Sposób obliczeń*”. Przedstawiają się następująco: ściany zewnętrzne konstrukcyjne nadziemna – żelbetowe wylewane, grubości 25 cm, z dociepleniem ścian szczytowych blokami gazobetonowymi 12 cm lub 24cm – $U = 0,97 - 1,43 \text{ W/m}^2\text{K}$; ściany wewnętrzne osłonowe nadziemna – murowane z bloczków gazobetonowych, grubości 24 cm odmiany 06 – $U = 1,19 \text{ W/m}^2\text{K}$; stropodach wentylowany składający się z prefabrykowanych płyt wielokanałowych grubości 24 cm, wentylowanej pustki powietrznej, żelbetowych płyt prefabrykowanych grubości 8cm opartych na ścianach nośnych za pomocą teowych żelbetowych belek prefabrykowanych z pokryciem papą zgrzewalną wierzchniego krycia – $U = 2,27 \text{ W/m}^2\text{K}$, strop nad piwnicą nieogrzewaną typu DZ3 – $U = 1,30 \text{ W/m}^2\text{K}$; okna w części mieszkalnej i klatce schodowej są drewniane zespolone dwuszybowe i charakteryzują się małą szczelnością, przyjęto dla nich wartość współczynnika $U=2,86 \text{ W/m}^2\text{K}$ (z założeniem 10% zużycia); wejście do budynku przeszklono szybami w ramie stalowej o $U = 5,60 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Obliczenia sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynku w standardowym sezonie grzewczym oraz szczytowej mocy grzewczej wykonano zgodnie z obowiązującą normą PN-B-02025:1999 „*Obliczanie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej*” oraz z PN-94/B-03406 „*Obliczanie zapotrzebowania na ciepło pomieszczeń o kubaturze do 600 m³*”. Dodatkowo wykorzystano następujące normy: PN-82/B-02402 „*Temperatury ogrzewanych pomieszczeń w budynkach*”, PN-83/B-03430 „*Wentylacja w budynkach mieszkalnych, zbiorowego zamieszkania i użyteczności publicznej*”, PN-82/B-02403 „*Temperatury powietrza zewnętrznego*”. Strumień powietrza wentylacyjnego dla budynku obliczono zgodnie z wymaganiami zawartymi w PN-83/B-03430. Obliczenia wykonano przy pomocy programu komputerowego AUDYTOR wersja 1.1. Sezonowe zapotrzebowanie na energię cieplną do ogrzewania budynku obliczono przyjmując wieloletnie dane klimatyczne dotyczące średnich miesięcznych wartości zewnętrznych temperatury (ze stacji IMiGW

w Warszawie) oraz średnich miesięcznych wartości natężenia promieniowania słonecznego (stacja aktynometryczna Warszawa-Bielany).

Wyniki obliczeń przedstawiono poniżej:

- szczytowa moc grzewcza (zapotrzebowanie na moc cieplną) $q_{moc} = 369,63$ kW,
- moc zamówiona (łącznie z zapotrzebowaniem na moc dla c.w.u.) $q_{cvi\ cwu} = 415,24$ kW,
- sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania w standardowym sezonie grzewczym $Q_H = 2\,587,3$ GJ/rok,
- wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania w standardowym sezonie grzewczym, odniesiony do kubatury ogrzewanej budynku $E = 69,36$ kWh/(m³·rok),
- sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania w standardowym sezonie grzewczym po uwzględnieniu sprawności systemu c.o. $Q_S = 3\,905,8$ GJ/rok,
- wielkość przyjętego do obliczeń strumienia powietrza wentylacyjnego $11\,472$ m³/h.

Przegrody zewnętrzne w budynkach mieszkalnych poddane termomodernizacji nie mogą mieć oporów cieplnych mniejszych niż [1]:

- ściany zewnętrzne – **4,00 m²K/W**,
- stropodachy i stropy pod nieogrzewanymi poddaszami lub nad przejazdami – **4,50 m²K/W**,
- stropy nad piwnicami nieogrzewanymi i zamkniętymi przestrzeniami podłogowymi – **2,00 m²K/W**.

Omawiany budynek nie spełnia wymagań dotyczących wskaźnika E : $E_{budynku} = 69,36$ kWh/(m³·rok) > $E_{max} = 31,08$ kWh/(m³·rok).

2.1. Charakterystyka systemu grzewczego i instalacji c.o.

Sprawność istniejącego systemu grzewczego przedstawia się następująco: wytwarzanie ciepła $\eta_w = 1,0$ (zbiorczy węzeł cieplny wyposażony w regulację pogodową), przesyłanie ciepła $\eta_p = 0,90$ (inst. c.o. z przewodami w zadowalającym stanie technicznym), sprawność regulacji systemu grzewczego $\eta_r = 0,76$ (system bez zaworów termostatycznych), sprawność wykorzystania ciepła $\eta_e = 0,92$ (grzejniki prawidłowo usytuowane, zanieczyszczone).

Całkowita sprawność istniejącego systemu grzewczego wynosi $\eta_0 = \eta_w \eta_p \eta_r \eta_e = 0,6293$.

3. Propozycja usprawnień termomodernizacyjnych dotyczących zmniejszenia zapotrzebowania na ciepło

Do usprawnień termomodernizacyjnych rozpatrywanych na podstawie wcześniejszej oceny stanu technicznego budynku, należą:

1. usprawnienia dotyczące zmniejszenia strat ciepła przez przenikanie przez przegrody:

- ocieplenie stropodachu, stropu nad piwnicą nieogrzewaną, ścian zewnętrznych części mieszkalnych i suszarni, ścian zewnętrznych klatek schodowych, wymiana okien w części mieszkalnej i na klatce schodowej.

Jedną z propozycji usprawnień termomodernizacyjnych mających na celu zmniejszenie zapotrzebowania na energię cieplną jest wymiana okien „starych” na okna nowoczesne o niskim współczynniku przenikania ciepła i wysokiej szczelności. Należy przestrzec tutaj użytkowników mieszkań, że zbyt szczelne okna (brak wentylacji naturalnej przez nieszczelności) może spowodować złe samopoczucie, częste występowanie zjawiska zawilgocenia pomieszczeń, rozwój pleśni i grzyba. Dlatego po wymianie „starych” okien na okna nowoczesne należy pamiętać o możliwości korzystania z funkcji rozszczelniania przez odpowiednie ustawienie zamknięcia i o okresowym przewietrzaniu pomieszczeń.

Dla każdego wskazanego powyżej rodzaju usprawnień wybrano optymalną grubość warstwy izolacji termicznej. Poniżej pokazano sposób ustalenia grubości ocieplenia na przykładzie stropodachu (tab. 1.)

Tabela 1.

Określenie optymalnego oporu cieplnego dodatkowej warstwy izolacji termicznej stropodachu

$U =$	0,34	0,29	0,25	0,23	0,21	0,20	W/m ² K
$\Delta R =$	2,50	3,00	3,50	4,00	4,25	4,50	m ² K/W
Grubość optymalna =	0,10	0,12	0,14	0,16	0,17	0,18	m
$N_u =$	19	22,8	26,6	30,4	32,3	34,2	zł/m ²
Koszt całkowity =	6 612	7 934	9 257	10 579	11 240	11 902	zł
SPBT =	0,93	1,08	1,24	1,40	1,48	1,55	lat

Dla **stropodachu wentylowanego** zaproponowano ocieplenie granulem z wełny mineralnej lub szklanej $\lambda = 0,040 \text{ m}\cdot\text{K}/\text{W}$. Stan istniejący $U = 2,27 \text{ W}/\text{m}^2\text{K} \rightarrow$ stan po optymalnym dociepleniu $U = 0,21 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$.

Koszt całkowity przy optymalnej grubości docieplenia równej 17 cm zapewniającej wymaganą wartość oporu $4,5 \text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ wynosi: $348 \text{ m}^2 \times 32,3 \text{ zł}/\text{m}^2 = \underline{11\,240 \text{ zł}}$.

II. usprawnienia dotyczące zmniejszenia zapotrzebowania ciepła przez system grzewczy

- modernizacja instalacji c.o.,
- podniesienie sprawności systemu grzewczego.

W **wariancie 1** przewidziano usunięcie centralnej sieci odpowietrzającej, wymianę zaworów przygrzejnikowych na termostatyczne, wymianę naczyńa wzbiorczego otwartego na zamknięte przeponowe i montaż automatycznych zaworów odpowietrzających. Koszt modernizacji wynosi 38 115zł. Sprawność regulacji systemu wynosi $\eta_r = 0,86$, a sprawność przesyłu $\eta_p = 0,94$.

W **wariancie 2** przewidziano montaż podzielników kosztów na grzejnikach. Koszt samego montażu podzielników wynosi 5 900zł. Łączny koszt wariantu 1 +2 wynosi 44 015zł.

W **wariancie 3** przewidziano usprawnienie instalacji wewnętrznej poprzez montaż automatycznych zaworów podpionowych na pionach „świecowych” i kłatkowych i regulację hydrauliczną. Łączny koszt wariantu 1+2+3 wynosi 49 265zł. Sprawność regulacji systemu wynosi $\eta_r = 0,90$, a sprawność przesyłu $\eta_p = 0,94$.

W **wariancie 4** przewidziano montaż automatycznych zaworów podpionowych na pozostałych pionach. Łączny koszt wariantu 1+2+3+4 wynosi 61 815zł. Sprawność regulacji systemu wynosi $\eta_r = 0,95$, a sprawność przesyłu $\eta_p = 0,94$.

III. usprawnienia dotyczące zmniejszenia zapotrzebowania na ciepło na przygotowanie c.w.u.

Nie przewiduje się usprawnień dotyczących zmniejszenia zapotrzebowania na ciepło. Rozpatrywane jest tylko usprawnienie umożliwiające obniżkę kosztów energii potrzebnej do pokrycia strat (około 40% zapotrzebowania na c.w.u.) występujących w obiegu wody cyrkulacyjnej. Przewiduje się montaż termostatycznych zaworów regulacyjnych do instalacji cyrkulacyjnej ciepłej wody użytkowej. Łączny koszt montażu zaworów wyniesie w omawianym budynku 2200 zł (10 szt.). Montaż termostatycznych zaworów regulacyjnych do c.w.u. w miejscach kryz nie wprowadza zakłóceń w instalacjach c.w.u. Uzyskanie efektów zastosowania zaworów uwarunkowane jest nastawą. Po wyregulowaniu temperatury odpowiednią nastawą można uzyskać do 50% oszczędności na stratach ciepła instalacji cyrkulacyjnej.

Sprawność systemu grzewczego po zastosowanych usprawnieniach przedstawia się następująco: wytwarzanie ciepła $\eta_w = 1,0$ – bez zmian, przesyłanie ciepła $\eta_p = 0,94$, sprawność regulacji systemu grzewczego $\eta_r = 0,95$, sprawność wykorzystania ciepła $\eta_e = 0,92$ – bez zmian.

Całkowita sprawność systemu grzewczego wynosi $\eta_0 = \eta_w \eta_p \eta_r \eta_e = 0,8216$.

4. Wybór optymalnego wariantu przedsięwzięcia termomodernizacyjnego

Z zaproponowanych usprawnień dotyczących zmniejszenia zapotrzebowania na ciepło utworzono warianty. Dla każdego z wariantów wyliczono planowane całkowite nakłady, miesięczną ratę kredytu wraz z odsetkami dla dziesięcioletniego okresu kredytowania i określonego oprocentowania, roczną oszczędność kosztów energii oraz zmniejszenie zapotrzebowania na ciepło w stosunku do stanu wyjściowego. Wkład własny inwestora w planowaną termomodernizację omawianego budynku wynosi 250 000 zł.

Na podstawie dokonanej oceny za optymalny wariant według „Ustawy o wspieraniu przedsięwzięć termomodernizacyjnych” w rozpatrywanym budynku przyjmuje się **wariant nr 3** (tab. 2). Przedsięwzięcie to spełnia warunki ustawowe, gdyż oszczędność zapotrzebowania na ciepło wyniesie 42,1%, różnica między 1/12 rocznej oszczędności kosztów ciepła a miesięczną ratą kredytu i odsetek wynosi 740 zł, czyli możliwa jest spłata kredytu i odsetek z bieżących oszczędności kosztów ciepła. Środki własne inwestora nie zostały przekroczone i stanowią one 52,2% nakładów całkowitych, a kredyt zgodnie z Ustawą [2] nie stanowi więcej niż 80% kosztów całkowitych.

W ramach wskazanego **wariantu 3** przedsięwzięcia termomodernizacyjnego należy wykonać następujące prace:

1. Ocieplić strop nad ostatnią kondygnacją warstwą izolacji termicznej o oporze cieplnym $R = 4,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$ (np. 17 cm warstwą granulatu z wełny mineralnej lub szklanej o $\lambda = 0,040 \text{ W/m} \cdot \text{K}$). Koszt ocieplenia 348 m^2 stropodachu wyniesie **11 240 zł**.
2. Ocieplić strop nad piwnicą nieogrzewaną warstwą izolacji termicznej o oporze cieplnym $R = 2,50 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$ (np. 10 cm warstwą styropianu o $\lambda = 0,040 \text{ W/m} \cdot \text{K}$). Koszt ocieplenia 283 m^2 stropu wyniesie **18 678 zł**.
3. Ocieplić ściany zewnętrzne mieszkań i suszarni warstwą izolacji termicznej o oporze cieplnym $R = 3,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$ (np. 13 cm warstwą styropianu o $\lambda = 0,040 \text{ W/m} \cdot \text{K}$). Koszt ocieplenia $2 967 \text{ m}^2$ stropu wyniesie **323 106 zł**.

Tabela 2.
Ocena wariantów przedsięwzięć termomodernizacyjnych pod względem spełnienia wymagań
„Ustawy termomodernizacyjnej”

Lp.	Wariant przedsięwzięcia Termomodernizacyjnego	Planowane Koszty całkowite	Roczna oszczędność kosztów energii	Procentowa oszczędność zapotrzebowania na energię (ze sprawno- ścią całkowitą)	Planowana kwota środków własnych i kwota kredytu	Różnica między 1/12 rocznej oszczędn. kosztów energii a miesięczną ratą kapitałową wraz z odsetkami
		[zł]	[zł/rok]	[%]	$\frac{[zł, \%]}{[zł, \%]}$	[zł/miesiąc]
1	2	3	4	5	6	7
1	okna klatek schodowych, okna w mieszkaniach, ściany zewnętrzne klatek schodo- wych, ściany zewnętrzne mieszkań, przeszklenie wejścia, strop nad piw- nicą, stropodach, cwu, system grzewczy	880297	74 581	49,9	250 000 zł 28,4% 630297 71,6%	-5 966
2	okna w mieszkaniach, ściany zewnętrzne klatek schodo- wych, ściany zewnętrzne mieszkań, przeszklenie wejścia strop nad piw- nicą, stropodach, cwu, system grzewczy	829297	73 257	48,7	250 000 zł 30% 579297 70%	-5 091
3	ściany zewnętrzne klatek schodo- wych, ściany zewnętrzne mieszkań, przeszklenie wejścia, strop nad piw- nicą, stropodach, cwu, system grzewczy	478796	61 944	42,1	250 000 zł 52,2% 228797 47,8%	740

cd. tabeli 2.

1	2	3	4	5	6	7
4	ściany zewnętrzne mieszkań, przeszklenie wejścia, strop nad piwnicą, stropodach, cwu, system grzewczy	430990	61 157	42	250 000 zł 58,0% 180990 42%	1 599
5	przeszklenie wejścia, trop nad piwnicą, stropodach, cwu, system grzewczy	417 040	60 223	41,5	250 000 zł 60,0% 167040 40%	1 790
6	strop nad piwnicą, stropodach, cwu, system grzewczy	93 933	40 882	30,1	18 787 zł 20,0% 75147 80%	1 955
7	stropodach, cwu, system grzewczy	75 255	40 134	29,5	15 051 zł 20,0%	2 181
8	cwu, system grzewczy	64 015	32 911	25,3	12 803 zł 20,0%	1 753
9	system grzewczy	61 815	26 554	22,9	12 363 zł 20,0%	1 257

4. Wymienić przeszklenie wejścia do klatek schodowych na nowoczesne profile PCV o $U = 1,70 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$. Koszt wymiany 31 m^2 szklenia wyniesie **13 950 zł**.
5. Ocieplić ściany zewnętrzne klatek schodowych warstwą izolacji termicznej o oporze cieplnym $R = 3,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$ (np. 13 cm warstwą styropianu o $\lambda = 0,040 \text{ W/m} \cdot \text{K}$). Koszt ocieplenia 439 m^2 stropu wyniesie **47 807 zł**.
6. Modernizacja instalacji c.o. obejmuje usunięcie centralnej sieci odpowietrzającej, wymianę zaworów przygrzejnikowych na zawory termostatyczne, wymianę naczyń wzbiorczego otwartego na zamknięte przeponowe, montaż automatycznych zaworów odpowietrzających i montaż podzielników kosztów na grzejnikach., montaż automatycznych zaworów podpionowych na pionach klatek schodowych i pionach łazienkowych. Koszt modernizacji instalacji c.o. wyniesie **61 815 zł**.
7. Montaż termostatycznych zaworów regulacyjnych do c.w.u. w miejsce kryz na pionach cyrkulacyjnych c.w.u. Koszt zaworów łącznie z ich montażem wyniesie **2 200 zł**.

4. Podsumowanie

Z zaprezentowanej analizy wynika, że przeprowadzenie kompleksowej termomodernizacji budynku pozwoli na znaczną redukcję zużycia energii cieplnej, to o **42,1%**. Inwestor może też liczyć na **premię termomodernizacyjną**, o którą można wystąpić po spłacie 75% kredytu. Kalkulowany koszt robót **wariantu 3** wyniesie 478 796 zł. Kredyt bankowy 228797 zł (47,8%). **Przewidywana** premia termomodernizacyjna 57 199 zł.

Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 15.01.2002 roku w sprawie szczegółowego zakresu i formy audytu energetycznego (Dz. U. nr 12 poz. 114).
- [2] USTAWA z dnia 18 grudnia 1998 r. o wspieraniu przedsięwzięć termomodernizacyjnych wraz ze zmianami z dnia 21 czerwca 2001 roku (tekst jednolity) (Nowelizacja według Dziennika Ustaw nr 76, poz. 808)
- [3] Biuletyn Poszanowania Energii. Zrzeszenie audytorów energetycznych. Nr 5(27), Grudzień, 2001.

THE EXAMLE TECHNICAL- ECONOMICAL ANALYSIS OF ENERGY REDUCTION DURING THE MULTISTORIED BUILDINGS USE

Summary: The article presents the creation steps of thermal-modernization form for multistoried buildings. It shows what elements of that form need attention during creation process. the economical analysis is presented too.

Key words: thermo modernization, heat-transfer coefficient, thermal insulation

Joanna Piotrowska-Woroniak, Grzegorz Woroniak

WYKORZYSTANIE KOLEKTORÓW SŁONECZNYCH DO PODGRZEWU CIEPŁEJ WODY UŻYTKOWEJ W BUDOWNICTWIE

Sreszczenie: W artykule przedstawiono sposób zredukowania wydatków ponoszonych na energię ciepłą na cele c.w.u., przy zastosowaniu prawidłowo zaprojektowanej instalacji kolektorów słonecznych w powiązaniu z konwencjonalnym źródłem ciepła. Wykonano analizę techniczno-ekonomiczną wspomagania podgrzewu c.w.u. w budynku jednorodinnym za pomocą kolektorów słonecznych dla różnych wariantów kotłowni, określając wymagane nakłady inwestycyjne, przewidywane koszty eksploatacyjne oraz planowany zwrot nakładów.

Słowa kluczowe: kolektor słoneczny, biwalentny podgrzewacz c.w.u.

1. Wstęp

Kolektory są urządzeniami, które absorbują energię promieniowania słonecznego i przetwarzają na energię ciepłą za pomocą pośredniczącego w tej transformacji medium roboczego. Dzielą się na **mokre**, w których czynnikiem przejmującym i przekazującym ciepło jest ciecz (woda, olej lub płyn niezamarzający) i kolektory **suche**, w których czynnikiem odbierającym ciepło od kolektora jest gaz – najczęściej powietrze.

Kolektory są podstawowymi elementami słonecznych instalacji grzewczych. Najczęściej spotyka się kolektory cieczowe płaskie. W ich skład wchodzi: pokrywa przezroczysta (zazwyczaj szklana), absorber wykonany jako metalowa płyta pokryta powłoką o specjalnych właściwościach optycznych, rurociąg cieczowy montowany do absorbera i izolacja cieplna znajdująca się pod absorberem.

Do bardziej nowoczesnych należą tubowe kolektory próżniowe. Ten typ kolektora składa się z kilku lub kilkunastu rur szklanych o wysokiej próżni. W każdej rurze próżniową wbudowany jest absorber z zamontowaną rurką, w której nagrzewa się czynnik roboczy. Próżnia gwarantuje minimalne straty ciepła do otoczenia.

Dokonując wyboru kolektora, należy zwrócić uwagę na jego trwałość, wydajność, sprawność, przezroczystość pokrywy kolektora, odporność pokrywy kolektora na uszkodzenia mechaniczne, spowodowane np. opadami gradu, ścierającym działaniem piasku przenoszonego przez wiatr.

Prawidłowo zaprojektowana instalacja solarna ze wzajemnie dopasowanymi do siebie podzespołami systemowymi może umożliwić zaoszczędzenie nawet do 70% rocznych kosztów eksploatacyjnych, jakie ponosimy na podgrzanie c.w.u. w domkach jednorodzinnych.

Energia słoneczna w okresie od maja do sierpnia wystarcza na prawie całkowite pokrycie zapotrzebowania na c.w.u., a w miesiącach przejściowych można ją optymalnie wykorzystać do wstępnego podgrzewu ciepłej wody. Warunkiem uzyskania najlepszych efektów jest odpowiednie ustawienie kolektorów słonecznych. Najintensywniejsze promieniowanie Słońca na powierzchnię kolektora uzyskuje się przy ustawieniu kolektorów w kierunku południowym o kącie nachylenia płaszczyzny kolektora w stosunku do poziomu równym 30° .

Roczne promieniowanie całkowite w różnych miastach Polski można określić korzystając z PN-B-02025:1999 „Obliczenie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej”.

Obecnie coraz szerzej stosuje się kolektory słoneczne w następujących przypadkach:

- przygotowanie ciepłej wody w budownictwie jednorodzinym, wielorodzinnym, hotelach, obiektach czasowych, gospodarstwach rolnych (układy pośrednie),
- podgrzewanie wody w basenach kąpielowych (układy bezpośrednie i pośrednie),
- ogrzewanie obiektów, głównie w okresie przejściowym (układy pośrednie),
- ogrzewanie szklarni.

2. Instalacja słoneczna c.w.u. w domku jednorodzinnym

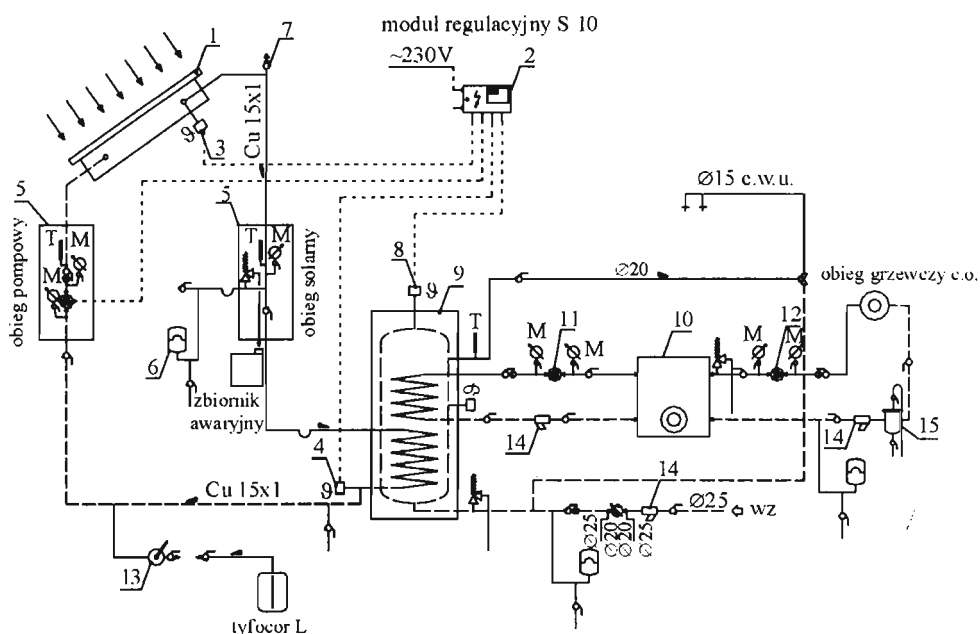
Zasadniczą trudnością w projektowaniu instalacji słonecznej jest ustalenie pola powierzchni kolektora. *Decydującą wartością w ustaleniu parametrów w instalacji słonecznej jest obliczeniowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę, zależne od liczby osób i ilości energii słonecznej, jaką może dysponować określony region.*

Zalecane jest projektowanie instalacji (czyli przyjęcie ilości kolektorów słonecznych), przy założeniu, że powinna ona pokrywać około 60-65% zapotrzebowania rocznego na c.w.u. Wyższe wartości mogą być uzyskane tylko przy zastosowaniu złożonych systemów magazynowania lub przewymiarowania powierzchni kolektorów.

Teoretycznie można rozbudowywać instalację słoneczną do takich rozmiarów, że przy wykorzystaniu systemu akumulacyjnego możliwe byłoby pokrywanie zapotrzebowania na energię w danym procesie w blisko 100%. Nie jest to jednak uzasadnione ekonomicznie, gdyż po przekroczeniu pewnej wartości powierzchni instalacji, każda następna dołączona jednostka ma niewielki udział w efektach energetycznych, a jedynie podraża inwestycję.

Schemat instalacji solarnej do podgrzewu c.w.u. przy pomocy biwalentnego podgrzewacza ciepłej wody przedstawia rysunek 1.

SCHEMAT TECHNOLOGICZNY INSTALACJI SOLARNEJ



Rys. 1. Schemat technologiczny instalacji solarnej z dwusystemowym podgrzewem c.w.u. za pomocą biwalentnego pojemnościowego podgrzewacza wody: 1 – kolektor słoneczny, 2 – regulator Solartrol, 3 – czujnik temperatury czynnika w kolektorze, 4 – czujnik temperatury wody w podgrzewaczu, 5 – zestaw pompowy Solar-Divicon (zawierający: pompę obiegową, dwa termometry, dwa zawory odcinające, zawór zwrotny, miernik przepływu, zawór bezpieczeństwa), 6 – naczynie przeponowe wzbiórcze, 7 – separator powietrza, 8 – zabezpieczający ogranicznik temperatury, 9 – podgrzewacz biwalentny pojemnościowy, 10 – źródło ciepła (kocioł na gaz ziemny/na olej opałowy/na butan techniczny), 11 – pompa obiegowa c.w.u., 12 – pompa obiegowa c.o., 13 – pompka ręczna do uzupełnienia instalacji solarnej, 14 – filtr siatkowy, 15 – odmulacz

Założenia do obliczeń efektywności ekonomicznej

Do obliczeń techniczno-ekonomicznych przyjęto instalację z dwusystemowym podgrzewem c.w.u. przy pomocy biwalentnego pojemnościowego podgrzewacza wody z kolektorami słonecznymi i dodatkowym źródłem ciepła, kotłem gazowym, olejowym i na propan techniczny. Przyjęto, że z c.w.u. korzystać będzie pięcioosobowa rodzina. Hybrydowa instalacja słoneczna, składająca się z części słonecznej i konwencjonalnej, zbudowana według schematu na rysunku 1, pokrywa w okresie letnim 100% zapotrzebowania na c.w.u., a w okresie zimowym około 60%. Jeśli temperatura wody spadnie poniżej $50^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$, to dodatkowo będzie ona podgrzewana konwencjonalnie.

Obliczenia wykonano w kilku wariantach analizując wpływ parametrów ekonomicznych i eksploatacyjnych na opłacalność ogrzewania słonecznego.

Dane liczbowe przyjęte do obliczeń

- średnie dobowe zużycie c.w.u. przypadające na jedną osobę – $60 \text{ dm}^3/\text{os} \cdot \text{db}$,
- instalacja solarna dostarcza ciepłą wodę przez cały rok,
- instalację solarną wspomaga konwencjonalny układ podgrzewu c.w.u. w 60%,
- źródłem ciepła jest:
 - **wariant 1** kocioł gazowy (paliwo gaz ziemny, wartość opałowa $38,147 \text{ [MJ/m}^3\text{])}$
 - **wariant 2** kocioł gazowy (gaz propan techniczny, wartość opałowa $24,88 \text{ [MJ/dm}^3\text{])}$,
 - **wariant 3** kocioł olejowy (olej lekki opałowy, wartość opałowa $42,70 \text{ [MJ/kg])}$,
- zapotrzebowanie na moc cieplną na cele c.o. wynosi $10,1 \text{ kW}$,
- pochylenie dachu 30° ; kolektory usytuowane w kierunku S,
- suma dziennego promieniowania słonecznego dla Białegostoku wynosi – $3,05 \text{ [kWh/m}^2 \cdot \text{db]}$ wyliczona na podstawie normy PN-B-02025:1999 [6],
- średnioroczna eksploatacyjna sprawność kolektorów słonecznych około 45%.

Parametry konstrukcyjne zaprojektowanej instalacji solarnej w domku jednorodzinnym

- Obliczona powierzchnia czynna baterii kolektorów słonecznych $E_k = 6,10 \text{ m}^2$.
Dobrano kolektor słoneczny Vitosol 100 (typ s/w 2,5) o powierzchni absorbera $7,50 \text{ m}^2$.
 - Pojemność biwalentnego podgrzewacza c.w.u. – 350 litrów.
- Koszt instalacji solarnej (bez części konwencjonalnej kotłowni) wykonanej zgodnie z rysunkiem 1 wynosi $14\,600 \text{ zł}$.

Określenie nakładów inwestycyjnych kotłowni opalanych gazem ziemnym, gazem propanem oraz olejem opałowym lekkim

Nakłady inwestycyjne jakie należałoby ponieść dla konwencjonalnej kotłowni bez instalacji solarnej dla analizowanych wariantów przedstawiono poniżej :

Wariant 1 – kotłownia gazowa gaz ziemny GZ-50

Całkowity koszt wariantu wynosi **18 235 zł**. W kosztach uwzględniono zakup: kotła gazowego Vitogas 100 (11 kW) wraz z palnikiem wentylatorowym dwustopniowym na gaz ziemny oraz regulatorem pogodowym Vitotronic 200; podgrzewacza c.w.u. Vitocell-V100 o pojemności 300 l; pompy obiegowej c.o. i c.w.u.; filtru siatkowego; magnetyzera; zaworu bezpieczeństwa przy kotle, zaworu bezpieczeństwa c.w.u., zaworów odcinających, zaworów zwrotnych, aparatury kontrolno-pomiarowej, przewodów, naczynia przeponowego wzbiorczego; komina jednościennego $\phi 110$ o wysokości $h = 6$ m. Wykonanie: przyłącza gazowego, roboty ziemne, projekt budowlany, roboty montażowe, elektryczne oraz budowlane.

Wariant 2 – kotłownia gazowa gaz propan techniczny

Całkowity koszt wariantu wynosi **20 485 zł**. W kosztach uwzględniono: zakup kotła gazowego z palnikiem wentylatorowym dwustopniowym na gaz płynny, podgrzewacza c.w.u. o poj. 300 l., pozostałe urządzenia i armatura, jak w wariantcie 1; wykonanie przyłącza gazowego średniego ciśnienia (z reduktorem II^o, zaworem odcinającym, uziemieniem wokół zbiornika, ze skrzynką na budynku) oraz roboty ziemne, projekt budowlany, roboty montażowe, elektryczne oraz budowlane. Dodatkowo koszty należy powiększyć o kaucję zwrotną za zbiornik z pełnym osprzętem o pojemności 2 700 litrów, wynoszącą 3 900 zł. Jeśli nie zdecydujemy się na wpłatę kaucji, możemy zbiornik wziąć w dzierżawę, płacąc rocznie 732 zł brutto. Kaucja zwrotna jest wariantem bardziej opłacalnym.

Wariant 3 – kotłownia olejowa

Całkowity koszt wariantu wynosi **20 865 zł**. W kosztach uwzględniono: zakup kotła z palnikiem wentylatorowym dwustopniowym na olej opałowy EL z regulatorem pogodowym, zbiornika olejowego o pojemności 1 000 litrów wraz z osprzętem i ścieżką paliwową; pozostałe urządzenia i armatura, jak w wariantcie 1.

Określenie nakładów eksploatacyjnych kotłowni

Dla każdego wariantu wyliczono:

- maksymalne godzinowe i roczne zużycie paliwa na cele c.w.u. przez kotłownię bez instalacji solarnej,

- maksymalne roczne zużycie paliwa na cele c.w.u. przez kotłownię z instalacją solarną,
- określono koszty eksploatacyjne dla kotłowni(uwzględniając przede wszystkim koszt paliwa, pominięto koszt obsługi),
- prosty okres zwrotu nakładów inwestycyjnych SPBT.

Określając koszt zużytego gazu ziemnego wysokometanowego uwzględniono opłatę za pobrany gaz, opłatę abonamentową oraz opłatę za usługę przesyłową (stałą i zmienną) według „Taryfy opłat za gaz Nr 1/2001” z dnia 28 lutego 2001 roku. Na podstawie wykonanych obliczeń godzinowej mocy umownej [m^3/h] i maksymalnego poboru rocznego [m^3/rok] zakwalifikowano odbiorcę gazu wysokometanowego do grupy taryfowej W-2 (kotłownia bez instalacji solarnej) i W-1 (kotłownia z instalacją solarną).

Przewidywane roczne zużycie paliwa na cele c.w.u. kotłowni z i bez instalacji solarnej, koszt eksploatacyjny kotłowni dla różnych wariantów, oszczędności oraz okres zwrotu nakładów inwestycyjnych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.

Zestawienie zużycia poszczególnych paliw, kosztów i oszczędności eksploatacyjnych kotłowni

Rodzaj paliwa			Gaz ziemny wysoko- metanowy	Gaz propan techniczny	Olej opałowy EL
Godzinowe zużycie paliwa na cele c.w.u. [dm^3/h]			500	0,77	0,53
Roczne zużycie paliwa	m^3/rok	bez instalacji solarnej	562	0,861	0,545
		z instalacją solarną	145	0,22	0,150
Cena paliwa	[$\text{zł}/\text{m}^3$] / [$\text{zł}/\text{dm}^3$] ^(*)		W-2 lub W-1	1,53	1,29
Koszty eksploatacyjne	$\text{zł}/\text{rok}$	bez instalacji solarnej K_1	711	1317	703
		z instalacją solarną K_2	240	339	194
Oszczędności kosztów kotłowni	$\Delta K = K_1 - K_2$	$\text{zł}/\text{rok}$	471	978	509
Oszczędności kosztów eks- ploatacyjnych	%		66,2	74,2	72,4
Okres zwrotu nakładów inwestycyj- nych	lata		5,14	4,13	5,05

(*) – cena paliwa brutto podana przez lokalnego dystrybutora

3. Podsumowanie

- Okres zwrotu inwestycji z kolektorami słonecznymi przy założeniu stałych cen nośników energii może nastąpić nawet po 4-5 latach; jest to bardzo krótki okres zwrotu.
- Roczne oszczędności kosztów eksploatacyjnych w zależności od rodzaju kotłowni zawierają się w zakresie od ok. 470 do 980 zł.
- Najwyższe koszty eksploatacyjne występują w przypadku kotłowni opalanej gazem płynnym. Związane jest to z dość wysoką obecnie ceną gazu. Należy tu zaznaczyć, że w przypadku zdecydowania się na ten rodzaj paliwa trzeba się liczyć z opłatą miesięczną za dzierżawę zbiornika w wysokości około 732zł (brutto) lub jednorazową (kaucją zwrotną) w wysokości 3 900zł. Pobierana kaucja po latach użytkowania zbiornika zwracana jest w całości. Porównywalne koszty eksploatacyjne otrzymujemy dla kotłowni opalanej olejem opałowym lekkim i gazem ziemnym wysokometanowym, co związane jest z dość niską obecnie ceną oleju opałowego.
- Koszty inwestycyjne można częściowo obniżyć, stosując kolektory słoneczne produkowane w całości w kraju, gdyż te produkowane w krajach zachodnich lub w kooperacji z firmami z tych krajów są dużo droższe i przez to podrażają koszty systemu instalacji solarnej.
- Opłacalność wspomagania podgrzewu c.w.u. za pomocą kolektorów słonecznych jest najlepiej zauważalna zwłaszcza wtedy, gdy ilość zużywanego ciepła na cele c.w.u. jest znaczna.
- Energia cieplna uzyskiwana z kolektorów słonecznych jest energią darmową, nie podlegającą podwyżkom cen energii. Poza tym kolektory słoneczne nie są uciążliwe dla środowiska naturalnego i pozwalają zaoszczędzić energię cieplną uzyskiwaną ze źródeł nieodnawialnych.
- Przy stale rosnących cenach nośników energii oraz opłatach związanych z tymi paliwami takich jak przesył, transport, akcyza itd. przyznać należy, że kolektory słoneczne stają się kuszącą alternatywą dla oszczędnych do momentu wymyślenia opłat za korzystanie z energii słonecznej.

Literatura

- [1] **Chochowski A., Czekalski D.:** *Słoneczne instalacje grzewcze*. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1999.
- [2] **Wiśniewski G.:** *Kolektory słoneczne*. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa, 1992.

[3] Biuletyn Branżowy URE – Paliwa gazowe Nr 1/2001 z 28 lutego 2001.

[4] www.pgnig.com.pl

[5] **PN-B-02025:1999** *Obliczanie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej.*

THE USING OF THE SOLAR COLLECTORS TO PRODUCE THE WARM WATER IN BUILDING ENGINEERING

Summary: The article presents how to reduce costs for heat energy to produce the warm water, using the proper designed solar collectors system. The technical-economical analysis of the warm water production succour with the solar collectors with various traditional gas or oil boilers is presented in this article, too.

Key words: solar collector, dual-source water heater

Irena Sielamowicz

ANALIZA NUMERYCZNA PARCIA OŚRODKA SYPKIEGO W LEJU SILOSA Z WYKORZYSTANIEM MODELU CIAŁA IDEALNIE PLASTYCZNEGO

Streszczenie: Znajomość rozkładu naprężeń i pól prędkości w zgromadzonym ośrodku sypkim w silosie jest niezbędne w projektowaniu konstrukcji zbiornika. Parcie przechowywanego materiału sypkiego na ścianki silosu jest zasadniczą kwestią w analizie ośrodków sypkich. Podczas opróżniania silosu napór ośrodka sypkiego wywierany na ściany boczne zbiornika może mieć kilkakrotnie większą wartość od wartości naporu ośrodka będącego w spoczynku.

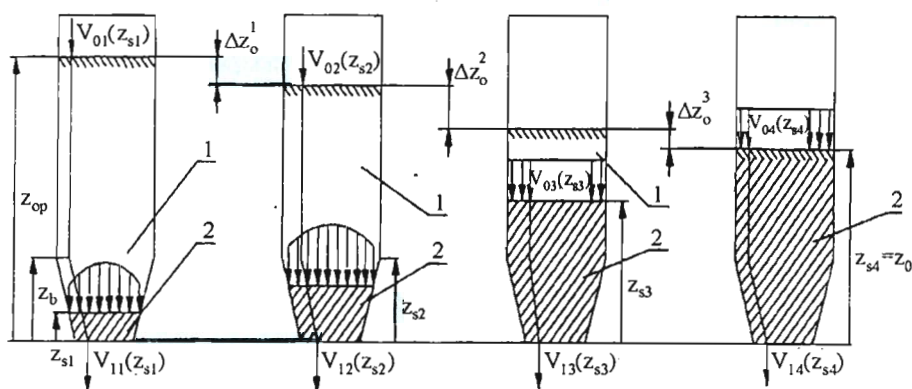
Ważnym czynnikiem przy wyznaczaniu obciążeń działających na ścianki silosów jest zwiększenie wartości parcia ośrodka sypkiego w momencie jego opróżniania (parcie dynamiczne). Do tej pory nie opracowano rozwiązania teoretycznego, opartego na modelu ciała idealnie plastycznego, które uwzględniałoby wpływy podstawowych czynników decydujących o wartości naporu materiału sypkiego w silosach. Otrzymanie rozwiązania problemu składowania i przemieszczania się ośrodka sypkiego w silosach wiąże się przede wszystkim z modelem matematycznym ośrodka, określeniem warunków brzegowych i metodą rozwiązania wyjściowego układu równań różniczkowych. W pracach [1, 2, 3] przedstawiono rozwiązania teoretyczne zagadnienia parcia i prędkości przemieszczeń ośrodka sypkiego w silosach oparte na teorii ciała idealnie plastycznego z warunkiem plastyczności Coulomba.

Słowa kluczowe: silos, naprężenia, model idealnie plastyczny

1. Wstęp

W niniejszej pracy przyjęto model ośrodka idealnie plastycznego z warunkiem plastyczności Coulomba i założeniem A. Haara–Th. Kármána [2, 4]. Rozpatruje się dwa stany naprężenia jakim podlega ośrodek sypki zgromadzony w leju zbiornika (stan czynno-plastyczny odpowiada fazie spoczynku materiału [4, 5], stan bierno-plastyczny – gdy cały materiał znajduje się w ruchu ustalonym, (rys. 1) [4, 5, 6, 7]). W momencie otwarcia wylotu zbiornika w dolnej części komory panuje stan naprężeń bierno-plastyczny i obszar działania naporu biernego rozszerza

się na coraz większą część komory silosu. Odpowiada to zjawisku rozkładu naprężeń, które nie zachodzi jednocześnie w całej objętości silosu, lecz rozpoczyna się od dołu komory i przechodzi ku górze. Powstaje wówczas pewna granica oddzielająca stan odpowiadający jeszcze fazie magazynowania od nowego stanu, odpowiadającego wypływowi materiału. W pracy nie rozpatruje się fazy odpowiadającej propagacji skoncentrowanego naporu materiału sypkiego na granicy czynnego i biernego stanu naprężenia. Po kolejnych, coraz wyższych położeniach powierzchni podziału stanów naprężeń cała objętość ośrodka znajduje się w stanie naprężenia bierno-plastycznego. W przypadku magazynowania ośrodka sypkiego w silosie w całej jego objętości panuje stan czynno-plastyczny, w początkowej fazie opróżniania zbiornika obserwujemy jednocześnie stan czynny na górze i stan bierny w obszarze leja wysypowego silosu.

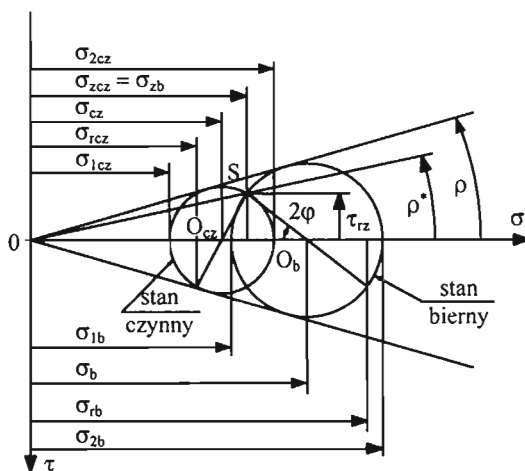


Rys. 1. Redystrybucja naprężeń w momencie otwarcia wylotu zbiornika

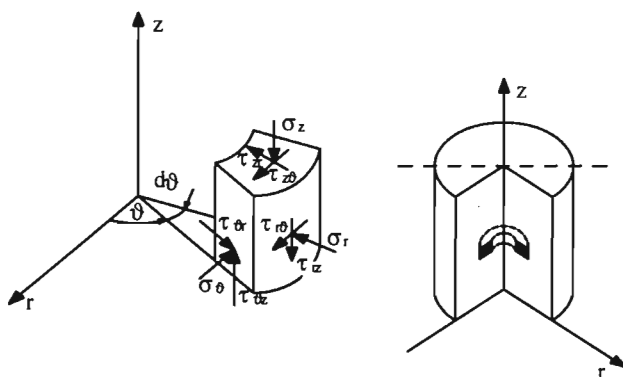
2. Model matematyczny zagadnienia

Analizę opracowania oparto na teorii plastyczności. Podstawowym założeniem było przyjęcie uplastycznionego stanu ośrodka sypkiego w całej objętości, zarówno w fazie spoczynku jak również podczas wypływu (rys. 2).

Mniejsze koło Mohra na rysunku 2 odpowiada fazie spoczynku, większe zaś biernemu stanowi naprężenia w fazie wypływu ośrodka. Zasadnicze różnice w opisie obu stanów naprężenia polegają właśnie na uwzględnieniu różnych wielkości koła Mohra w warunku plastyczności oraz na rozpatrzeniu różnych warunków brzegowych.



Rys. 2. Koło Mohra



Rys. 3. Zwroty składowych tensora naprężenia, elementarny wycinek ośrodka

Przyjęto cylindryczny układ współrzędnych r, z, θ . Wszystkie zwroty składowych tensora naprężenia są dodatnie. W tak przyjętym osiowo-symetrycznym układzie współrzędnych walcowych występują cztery składowe wartości naprężenia $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta$ oraz τ_{rz} . Oś z jest osią symetrii. Pozostałe składowe τ_{vz} i τ_{vr} są równe zero. Częstki ośrodka mogą się przemieszczać tylko pionowo w dół, a więc składowa prędkości płynięcia w kierunku poziomym $v_\theta = 0$. Ruch każdej cząstki ośrodka określają dwie składowe: (rys. 4c) składowa promieniowa v_r oraz składowa osiowa v_z . Założono, że w całej objętości, wypełnionej przez ośrodek sypki,

określonej współrzędnymi $z=0$ i $z=z_0$ oraz powierzchnią ściany silosu $r=R_b(z)$ nastąpiło uplastycznienie materiału. Dotyczy to zarówno fazy spoczynku jak też uplastycznionego przepływu masowego. Podczas ruchu bezkohezyjnego ośrodka nie występują strefy zastoju w otoczeniu naroży stożka $b-b$. Przyjęto następnie, że bezkohezyjny ośrodek ma cechy materiału – modelu idealnie plastycznego, dla którego warunkiem plastyczności jest warunek stanu granicznego Coulomba [8,9]. W każdym punkcie rozpatrywanego obszaru wyznacza się cztery składowe naprężenia: $\sigma_r = \sigma_r(r, z)$, $\sigma_\theta = \sigma_\theta(r, z)$, $\sigma_z = \sigma_z(r, z)$, $\tau_{rz} = \tau_{rz}(r, z)$ oraz dwie składowe prędkości $v_r = v_r(r, z)$ i $v_z = v_z(r, z)$. Wszystkie wartości zarówno naprężenia jak i prędkości, są niezależne od współrzędnej v .

Jeśli uwzględnić siły bezwładności w równaniach ruchu, równania równowagi w układzie współrzędnych $rz\theta$ na rysunku 4 mają postać:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= -\mu \left(v_r \frac{\partial v_r}{\partial r} + v_z \frac{\partial v_r}{\partial z} \right) \end{aligned} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= -\gamma - \mu \left(v_r \frac{\partial v_z}{\partial r} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \end{aligned} \right. \quad (2)$$

gdzie:

γ – ciężar objętościowy ośrodka,

μ – gęstość ośrodka.

Warunek Coulomba dla bezkohezyjnego ośrodka ma postać:

$$(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4 \tau_{rz}^2 = (\sigma_r + \sigma_z)^2 \sin^2 \rho, \quad (3)$$

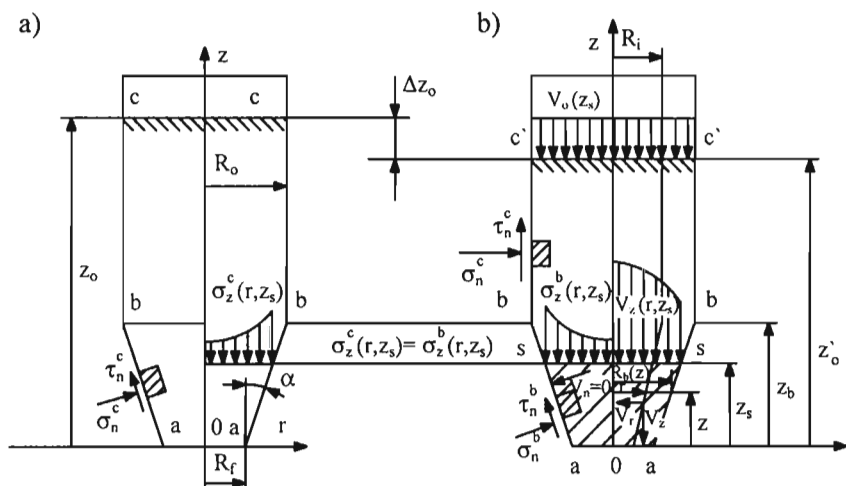
gdzie: ρ – kąt tarcia wewnętrznego ośrodka sypkiego.

Rozpatrywano postulat A. Haara i Th. Kármána [8] mówiący o tym, że naprężenie główne $\sigma_3 = \sigma_\theta$ jest równe jednemu z dwóch pozostałych naprężeń głównych σ_1 lub σ_2 . Takie stany pełnej plastyczności reprezentowane są w przestrzeni naprężeń głównych przez punkty położone na krawędziach ostrosłupa będącego odwzorowaniem geometrycznym wyżej wymienionego warunku Coulomba [8]. W ośrodku sypkim, w silosie postulat Kármána przybiera formę:

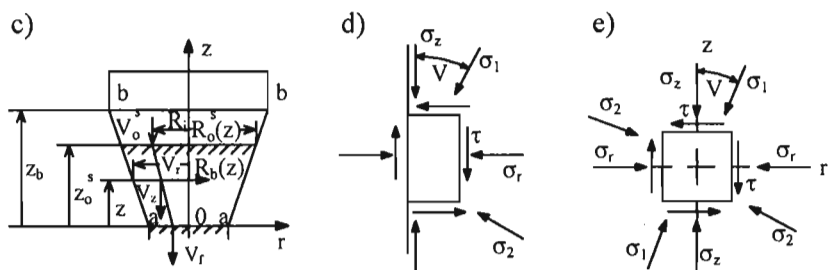
$$\sigma_3 = \sigma_\theta = \sigma_2, \quad (4)$$

w którym

$$\sigma_3 = \sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_z) - \sqrt{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2}, \quad (5)$$



Rys. 4a,b. Stan czynno-plastyczny, faza spoczynku i opróżniania



Rys. 4c. Układ wektorów prędkości w końcowej fazie procesów; d) element przyścienny z układem wektorów naprężeń, e) element środkowy z układem wektorów naprężeń

Warunek pokrywania się kierunków głównych tensorów naprężenia i prędkości odkształcenia oraz warunek nieściśliwości ośrodka sypkiego podany w [7, 8] posłużą nam do wyznaczenia pól prędkości dla stanów naprężenia otrzymanych z równań (1 ÷ 4).

Warunek izotropii ma następującą postać:

$$\frac{\partial v_r}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial r} - \frac{2\tau_{rz}}{\sigma_r - \sigma_z} \left(\frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{\partial v_r}{\partial z} \right) = 0 \quad (6)$$

warunek nieściśliwości zaś:

$$\frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} + \frac{v_r}{r} = 0 \quad (7)$$

Przedstawiono powyżej układ sześciu równań: (1)-(7), który zawiera sześć niewiadomych: $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta, \tau_{rz}, v_r, v_z$. Nieliniowość równań podstawowych oraz sprzężenie pól naprężeń i prędkości stanowi zasadniczą przeszkodę w znalezieniu ścisłego rozwiązania wyżej wymienionego układu równań, nawet dla prostych warunków brzegowych. Dodatkową trudnością jest brak warunków brzegowych. Dlatego też poszukuje się sposobów racjonalnych uproszczeń prowadzących do efektywnych wyników. Takim sposobem jest zaproponowany w opracowaniu model stanu ośrodka sypkiego podczas opróżniania silosu. Schemat podziału ośrodka na dwie objętości znajduje się w różnych stanach naprężeń, co umożliwia podanie warunków brzegowych w procesie propagacji bierno-plastycznego stanu naprężenia.

3. Wyznaczenie pól naprężeń w fazie spoczynku ustalonego wpływu oraz ustalonego dynamicznego wpływu ośrodka sypkiego z leja silosu

Na rysunku 4 przedstawiono fazy ośrodka sypkiego w silosie. Na rysunku 4a pokazano fazę spoczynku ośrodka, na rysunku 4b fazę opróżniania silosu. W fazie spoczynku wylot silosu jest zamknięty. Wyznaczając stan naprężenia w każdym punkcie rozpatrywanej objętości należy rozwiązać układ czterech równań (1)-(4). Sposób rozwiązywania takiego układu omówiono w pracy [9]. Z chwilą otwarcia otworu wylotowego w dolnej części strefy intensywnego płynięcia powstaje natychmiast strefa materiału ruchomego z bierno-plastycznym stanem naprężeń. Przepływ ośrodka w tej strefie jest lokalnie ustalony i masowy. Granica $s - s$ pomiędzy stanem czynno-plastycznym a bierno-plastycznym przesuwają się do góry

aż do powierzchni $c - c$ (rys. 4a,b). Model ruchu ośrodka po otwarciu leja silosu przedstawiany jest jako ciąg stanów ustalonych. Wprowadza się dwie nowe pomocnicze niewiadome $\sigma(r, z)$ oraz $F(r, z)$. Składowe naprężenia $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_v, \tau_{rz}$, które odpowiadają stanowi czynnemu będą wyrażone przez te pomocnicze niewiadome [8,9]. Wielkość $F(r, z) = \cos 2\varphi$, gdzie φ jest kątem, jaki tworzy kierunek większego naprężenia głównego σ_1 z kierunkiem osi r , niewiadoma zaś funkcja $\sigma(r, z) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$. Na podstawie przedstawionego koła Mohra na rysunku 2 wyraża się składowe naprężenia przez $\sigma(r, z)$ oraz $F(r, z)$. Otrzymujemy wówczas:

$$\sigma_r = \sigma(r, z)[1 + F(r, z) \sin \rho] \quad (8)$$

$$\sigma_z = \sigma(r, z)[1 - F(r, z) \sin \rho] \quad (9)$$

$$\tau_{rz} = \left[\sigma(r, z) \sqrt{1 - F^2(r, z)} \right] \sin \rho \quad (10)$$

$$\sigma_v = \sigma(r, z)(1 - \sin \rho) \quad (11)$$

Równania (8)÷(11) tożsamościowo spełniają warunek stanu granicznego Coulomba oraz postulat Kármána o równości dwóch naprężeń głównych.

4. Analiza warunków brzegowych

Warunki brzegowe odnośnie do naprężeń dotyczą zależności naprężeń tarcia τ_n od naprężeń normalnych σ_n oraz zawierają związki wyrażające znikanie naprężeń osiowych σ_z na nieobciążonej powierzchni $z = z_o$ (rys. 4), a także zeroowanie się naprężeń stycznych τ_{rz} na osi symetrii. Wprowadzono bezwymiarowy, znormalizowany promień $r_n(r, z)$ w postaci funkcji: $r_n(r, z) = \frac{r}{R_b(z)}$, gdzie r jest współrzędną promieniową dowolnego punktu w obszarze płynięcia, $R_b(z)$ zaś jest funkcją kształtu konturu przekroju osiowego wzdłużnego silosu (rys. 4). Wartość $r_n = 1$ odpowiada powierzchni kontaktu ośrodka sypkiego z silosem. Przyjęto kontur leja o wysokości z_b i średnicach odpowiednio $2R_f$ i $2R_o$. Wówczas funk-

cja $R_b(z)$ jest postaci $R_b(z) = R_f + z \operatorname{tg} \alpha$. Kąt α jest kątem nachylenia tworzącej stożka do osi z .

Na podstawie [1] przyjęto warunek tarcia pomiędzy ośrodkiem sytkim a powierzchnią silosu:

$$\tau_{n|r_n=1} = -\sigma_{n|r_n=1} \operatorname{tg} \rho^*, \quad \rho^* \leq \rho \quad (12)$$

Zależność $\rho^* \leq \rho$ pokazana jest na rysunku koła Mohra. Z niego wynika też, że kąt ρ^* w $r_n = 1$ jest zawsze mniejszy od kąta tarcia wewnętrznego ρ . Linia OS jest więc odwzorowaniem wszystkich stanów naprężeń kontaktowych na linii konturu ($r_n = 1$). Jest to pierwszy warunek brzegowy. Drugim warunkiem brzegowym jest wyrażenie zakładające brak naprężeń osiowych na płaskiej powierzchni ośrodka sytkiego określaną przez współrzędną $z = z_0$. Można więc zapisać wzór (9) jako:

$$\sigma_z|_{z=z_0} = \sigma(r, z)|_{z=z_0} [1 - F(r, z)|_{z=z_0} \sin \rho] = 0 \quad (13)$$

a uwzględniając sens funkcji $F(r, z)$ można zapisać:

$$\sigma(r, z)|_{r_n=1, z_n=z_0} = 0 \quad (14)$$

Pierwszy (12) oraz drugi (14) warunek brzegowy, a także warunek zerowania się naprężeń τ_{rz}

$$\tau_{rz}|_{r_n=0} = 0 \quad (15)$$

zamykają układ równań zagadnienia, rozwiązywanego w przybliżony sposób na linii konturu w $r_n = 1$.

Wyznaczenie nieznanej funkcji $F(r, z)$ przeprowadzono w pracy [3]. W niniejszej publikacji przeprowadzono analizę numeryczną zagadnienia, podając wyniki analizy rozkładu funkcji naprężeń $\sigma(r, z)$ dla trzech różnych materiałów sytkich.

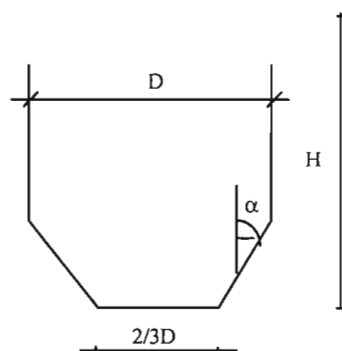
5. Analiza numeryczna zagadnienia

W celu zbadania wartości funkcji $\sigma(r, z)$, która służy do wyznaczania naporu bezkohezyjnego ośrodka zgromadzonego w leju silosa w stanie spoczynku, ustalonego wypływu oraz ustalonego dynamicznego wypływu, wykonano analizę nume-

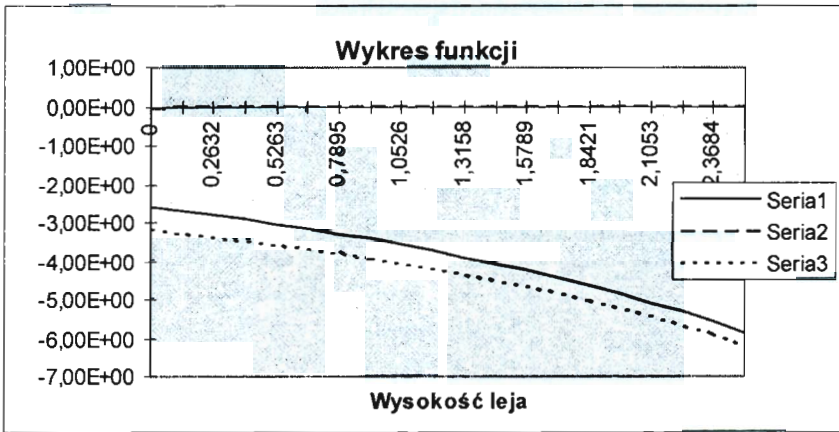
ryczną dla trzech materiałów sypkich. Rysunki 5, 6, 7 przedstawiają wartości funkcji $\sigma(r, z)$ w powyższej analizie. Obliczona wartość parcia ośrodka sypkiego na ściany silosu zależy od: wysokości zalegania ośrodka, wielkości kąta α charakteryzującego kształt leja silosu, kąta tarcia wewnętrznego ρ , ciężaru objętościowego γ i od współczynnika tarcia ρ^* .

W silosie 1 zgromadzono żwir rzeczny suchy, w silosie 2 – łubin, fasola, w silosie 3 – rudy ołowiu:

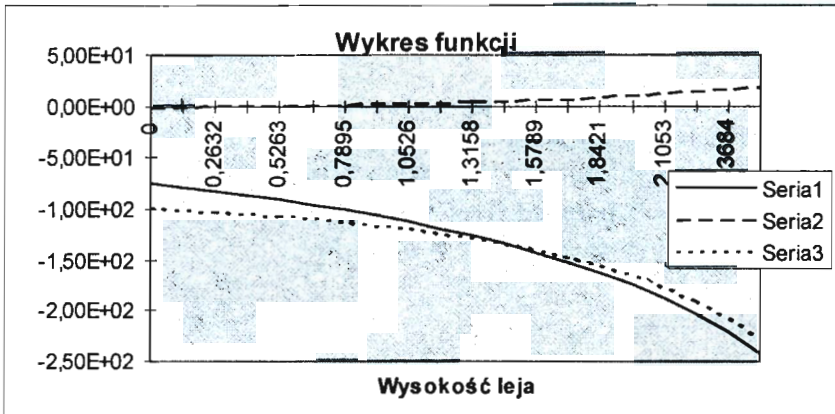
żwir rzeczny suchy	łubin	rudy ołowiu
$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$,	$\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$,	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$,
$\rho = 30^\circ$,	$\rho = 30^\circ$,	$\rho = 40^\circ$,
$\rho^* = 27^\circ$,	$\rho^* = 27^\circ$,	$\rho^* = 27^\circ$,
$\alpha = 18,43^\circ$,	$\alpha = 18,43^\circ$,	$\alpha = 18,43^\circ$,
$H = 20 \text{ m}$,	$H = 20 \text{ m}$,	$H = 20 \text{ m}$,
$D = 5,0 \text{ m}$.	$D = 5,0 \text{ m}$.	$D = 5,0 \text{ m}$.



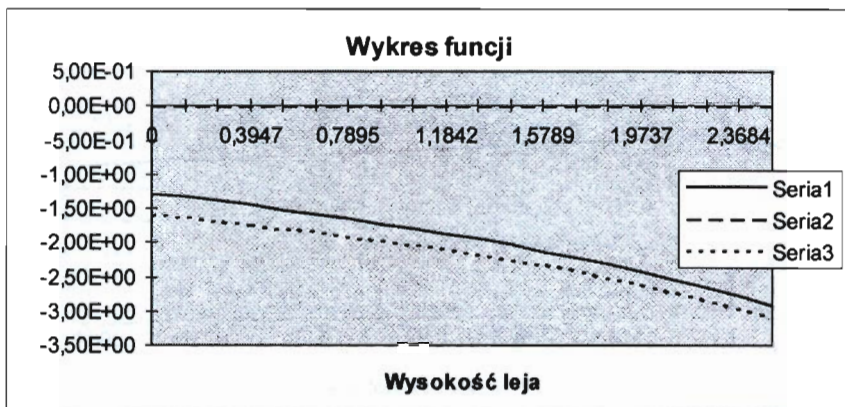
Na wykresach 5-7 przedstawiono serie od 1-3 rozkładu funkcji naprężeń $\sigma(r, z)$ dla trzech wymienionych materiałów sypkich. Seria 1 oznacza fazę spoczynku, seria 2 – fazę ustalonego wypływu, seria 3 – fazę ustalonego dynamicznego wypływu. Wysokość leja H podano w metrach.



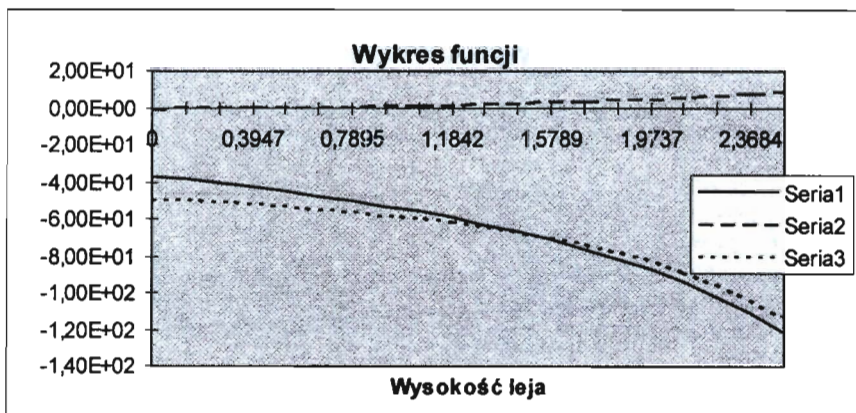
Rys. 5a. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r, z)$ dla żwiru



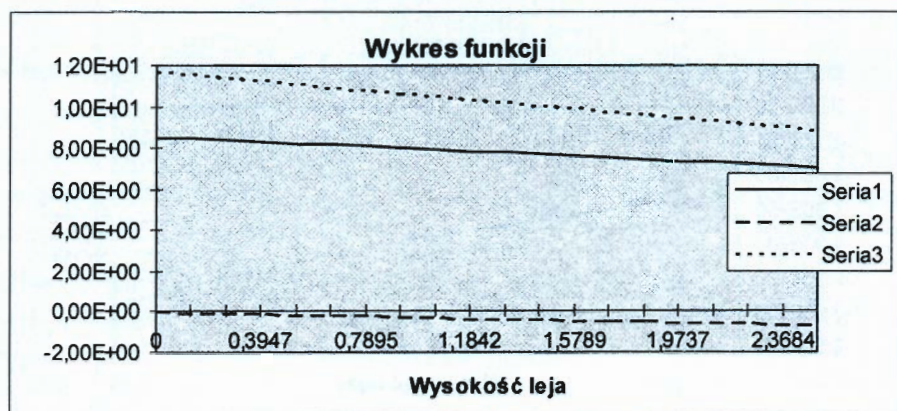
Rys. 5b. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r, z)$ dla żwiru



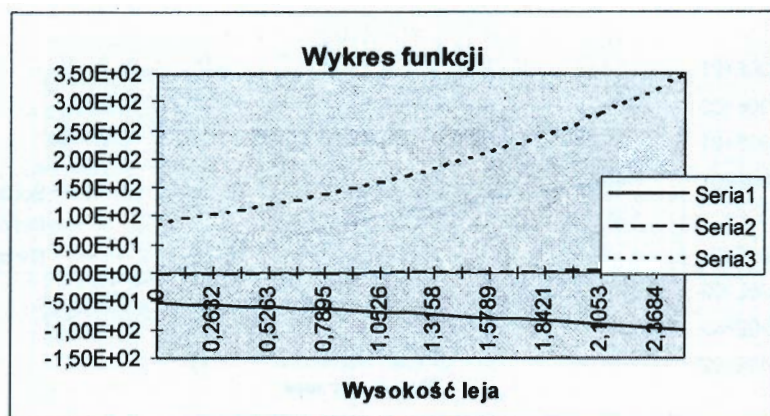
Rys. 6a. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r, z)$ dla fasoli, łubinu



Rys. 6b. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r, z)$ dla fasoli, łubinu



Rys. 7a. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r,z)$ dla rudy ołowiu



Rys. 7b. Wykresy funkcji rozkładu naprężeń $\sigma(r,z)$ dla rudy ołowiu

5. Podsumowanie

Przedstawioną analizę oparto na teorii plastyczności. Pokazano sposób wyznaczania naporu ośrodka sypkiego, zgromadzonego w leju silosu zarówno w przypadku spoczynku jak i wypływu (ustalonego i dynamicznego). Oparto rozważania na modelu materiału bezkohezyjnego z warunkiem plastyczności Coulomba. Podano w trzech przypadkach wyniki analizy numerycznej wyznaczania funkcji służącej do obliczania naporu ośrodka sypkiego zgromadzonego w leju silosu na jego ściany. Napór ten zależy od wysokości napełnienia ośrodkiem, kształtu i wymiaru leja silosu, kąta tarcia wewnętrznego ośrodka sypkiego oraz od współczynnika tarcia między ośrodkiem a powierzchnią silosu. Naprężenia otrzymane w fazie spoczynku odpowiadają stanowi czynno plastycznemu, w fazie wypływu zaś ośrodka z silosu stanowi bierno-plastycznemu. Obliczane składowe naprężenia traktować można jako napór bezkohezyjnego ośrodka sypkiego w silosach z lejami stożkowymi.

Literatura

1. **Drescher A.:** *Metody obliczeń parć i przepływu materiałów ziarnistych w zbiornikach*, PWN, Warszawa – Poznań, 1983.
2. **Piwnik J.:** *Modelowanie procesów plastycznego płynięcia*, Rozprawy Naukowe nr 14, Politechnika Białostocka, 1992.
3. **Piwnik J.:** *Teoretyczna analiza naporu i wydatku przepływu bezkohezyjnych materiałów sypkich w silosach*. Praca rozprawowa. Politechnika Białostocka, 1989.
4. **Janssen H. A.:** *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*, Zeit. Ver. Deutsch. Ing. 39, s. 1045 -1049, 1895.
5. **Jenike A. W.:** *Steady gravity flow of frictional cohesive solids in converging channels*. J. Appl. Mech. Trans. ASME, 31 E, 1964, p. 5-11.
6. **Jenike A. W.:** *Storage and flow of solids*. Utah Eng. Ecp. Stat. Bul. 123, 1964.
7. **Mróz Z., Szymański Cz.:** *Gravity flow of a granular material in converging channel*. Arch. Mech. Stos. 23, 1971, p. 897 - 917.
8. **Szczepiński W.:** *Stany graniczne i kinetyka ośrodków sypkich*, PWN, Warszawa, 1974.
9. **Sokołowski W. W:** *Statyka ośrodków sypkich*, PWN, Warszawa, 1958.

THE ANALYSIS OF PRESSURES OF GRANULAR MATERIAL IN THE SILO HOPPER USING THE PERFECTLY PLASTIC MODEL

Summary: The numerical analysis of bin pressures in hoppers in three states in rest and gravitational flow has been shown in this paper. The basic relations of the mathematical model have been presented as well. Determining of a certain function which is necessary to calculate bin pressures in hoppers can be treated in an iterative way. The boundary conditions in such analysis have been analysed taking into account the value of stresses. The cohesionless model with Coulomb condition has been considered here. The numerical analysis has been carried out for three granular materials: gravel, beans and lead ore.

Key words: hopper, stress, ideal-perfectly model

Jerzy Sulewski

BADANIE STOPNIA PRZESTRZEGANIA PRZEPISÓW PRZEZ ADMINISTRATORÓW BUDYNKÓW MIESZKALNYCH W ZAKRESIE PROWADZENIA DOKUMENTACJI EKSPLOATACYJNEJ I WYKORZYSTANIA JEJ DO OCENY STANU TECHNICZNEGO

Streszczenie: W pracy przedstawiono systematykę opracowania oceny technicznej budynku mieszkalnego z uwzględnieniem zapisów jego technicznego utrzymania w książce obiektu budowlanego. Dokumentacja eksploatacyjna obiektu stanowi źródło informacji techniczno-użytkowych, niezbędnych przy analizie rozpatrywanego problemu technicznego. Przedstawiono również wyniki badania stopnia przestrzegania prawnych obowiązków administratorów w zakresie prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej budynków mieszkalnych.

Słowa kluczowe: budynek mieszkalny, stan techniczny budynku, dokumentacja eksploatacyjna budynku mieszkalnego, książka obiektu budowlanego

1. Przepisy, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane

Początki formowania przepisów technicznych dotyczących budynków sięgają czasów przedwojennych, kiedy ukazało się Rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 16.02.1928 roku. „O prawie budowlanym i zabudowaniu osiedli”. Przepisy techniczne jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane zawarte były w tym dokumencie w jego części II, zatytułowanej „Przepisy policyjno-budowlane”. Przepisy te w roku 1939 zostały zmienione i wydane jako znowelizowane „Prawo budowlane” w formie Obwieszczenia Prezydenta R.P. Po wojnie w roku 1961 weszła w życie nowa ustawa „Prawo budowlane”. Przepisy techniczno-budowlane, określały warunki techniczne, jakim powinny odpowiadać budynki lub obiekty budowlane. Sformułowane były w postaci aktów wykonawczych do tej Ustawy w formie rozporządzeń. Obowiązująca obecnie Ustawa „Prawo budowlane” z roku 1994 [1] została uzupełniona przepisami wykonawczymi przedstawionymi w tabeli 1.

Tabela 1.

Systematyka przepisów dotyczących utrzymania budynków mieszkalnych

PRAWO BUDOWLANE [1]	
<i>Rozdział 1</i> <i>Przepisy ogólne</i>	
Art. 5 Obiekt budowlany - projektować, budować, użytkować i utrzymywać zgodnie z przepisami	
Art. 7 Przepisy techniczno-budowlane	
Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie 1994r.	Warunki techniczne użytkowania budynków mieszkalnych 1999r.
<i>Rozdział 5</i> <i>Budowa i oddawanie do użytku obiektów budowlanych</i>	Rozporządzenie w sprawie warunków technicznych użytkowania budynków mieszkalnych [2]
Art. 57 Pozwolenie na użytkowanie	Dokumentacja użytkowania Dokumentacja budowlana użytkowanego budynku mieszkalnego dokumentacja odbioru budynku mieszkalnego -dokumentacja budowy, -dokumentacja powykonawcza dokumentacja eksploatacyjna -protokoły okresowej kontroli stanu technicznego budynku. -opinie i ekspertyzy dokumentacja powykonawcza robót budowlanych i remontów -opracowania projektowe, -protokoły odbioru robót Dokument książka obiektu budowlanego -do zapisów ustawowych
Art. 60 Inwestor, oddając do użytkowania obiekt przekazuje właścicielowi-zarządcy: dokumentację budowy, dokumentację powykonawczą	
<i>Rozdział 6</i> <i>Utrzymanie obiektów budowlanych</i>	
Art. 61 Obowiązki właściciela i zarządcy -użytkować zgodnie z przeznaczeniem -utrzymywać w należytym stanie technicznym	
Art. 62 Przeglądy okresowe stanu technicznej sprawności obiektów budowlanych	Rozporządzenie w sprawie książki obiektu budowlanego [3]
Art. 63 Przechowywać dokumentację: -budowy, -powykonawczą, -inne dokumenty i decyzje dot. obiektu	
Art. 64 Prowadzić: książkę obiektu budowlanego	
Art. 65 Udostępniać dokumenty do: -kontroli utrzymania obiektów budowlanych, -kontroli przestrzegania przepisów budowlanych	
Art. 71 Zmiana sposobu użytkowania obiektu budowlanego	
<i>Rozdział 7</i> <i>Katastrofa budowlana</i>	
Art. 73-79	

2. Dokumentacja eksploatacyjna obiektu budowlanego

Prawo budowlane nakłada obowiązek w zakresie przechowywania dokumentacji, dotyczącej powstania obiektu budowlanego, jego oddania do użytku oraz użytkowania przez okres istnienia obiektu.

Dokumentację podlegającą przechowywaniu zgodnie z art. 60 [1] stanowią:

- dokumentacja budowy,
- dokumentacja powykonawcza,
- inne dokumenty i decyzje dotyczące obiektu, a także instrukcje obsługi i eksploatacji obiektu, instalacji i urządzeń związanych z tym obiektem.

Pojęcie „**dokumentacji budowy**” zostało zdefiniowane jako pozwolenie na budowę wraz z załączonym projektem budowlanym, dziennikiem budowy, protokołami odbiorów częściowych i końcowych, operatem geodezyjnym, książkami obmiarów, dziennikiem montażu.

Definicja „**dokumentacji powykonawczej**” obejmuje dokumentację budowy z naniesionymi zmianami dokonanymi w toku prowadzenia robót oraz geodezyjne pomiary powykonawcze. Powyższy zakres dokumentacji z mocy art. 63 [1] ulega rozszerzeniu o opracowania projektowe i dokumenty techniczne robót powykonawczych w obiekcie w toku jego użytkowania, tworzące „**dokumentację użytkowania**”.

Jednocześnie dokumentację użytkowania uzupełniają:

- dokumentacja odbioru budynku wraz z **książką obiektu budowlanego**,
- dokumentacja eksploatacyjna wraz z protokołami okresowych kontroli stanu technicznego obiektu budowlanego, opiniami technicznymi i ekspertyzami dotyczącymi budynku,
- dokumentacja powykonawcza robót budowlanych i remontów wraz z protokołami odbioru tych robót.

Szczegółowe warunki gromadzenia i przechowywania „dokumentacji użytkowania” zostały podane w § 9 [2] warunków technicznych użytkowania budynków mieszkalnych.

3. Książka obiektu budowlanego jako dokument zapisów procesów eksploatacji budynku mieszkalnego

Prawo budowlane i rozporządzenia wykonawcze nakładają na właścicieli i zarządców budynków mieszkalnych obowiązek utrzymania ich w należytym stanie technicznym. Czynności związane wykonywane w trakcie użytkowania budynku mieszkalnego powinny mieć odzwierciedlenie w książce obiektu budowlanego.

Książka obiektu budowlanego jest prawnym dokumentem przeznaczonym do systematycznych zapisów dotyczących przeprowadzonych badań i kontroli stanu technicznego, remontów i przebudowy w okresie użytkowania obiektu budowlanego. Stanowi ona część dokumentacji użytkowania i powinna opisywać stan obiektu na dzień jej założenia oraz w okresie dalszego (przewidywanego) okresu użytkowania.

Zasady zapisów w książce obiektu budowlanego określa Rozporządzenie z dnia 17.10.1998 roku [3]. Ujęte one zostały w następujące działy:

- I. Wykaz osób upoważnionych do dokonywania wpisów,
- II. Dane identyfikacyjne obiektu,
- III. Spis dokumentacji dołączonej do książki obiektu,
- IV. Dane techniczne charakteryzujące obiekt,
- V. Plan sytuacyjny obiektu,
- VI. Wykaz protokołów kontroli okresowych (corocznych) stanu technicznego sprawności obiektu,
- VII. Wykaz protokołów kontroli okresowych (co 5 lat) stanu technicznego i wartości użytkowej całego obiektu,
- VIII-1 Wykaz opracowań technicznych dotyczących obiektu,
- VIII-2 Dane dotyczące opracowań technicznych,
- IX.-1 Wykaz protokołów odbioru robót remontowych i modernizacyjnych w obiekcie,
- IX.-2 Dane dotyczące dokumentacji technicznej,
- X. Wykaz protokołów awarii i katastrof obiektu,
- XI. Wykaz pozwoleń na zmianę sposobu użytkowania obiektu.

4. Ocena stanu technicznego budynku mieszkalnego z uwzględnieniem zapisów w książce obiektu budowlanego

Zapisy i dokumenty zawarte w poszczególnych działach książki obiektu budowlanego pozwalają oceniającemu (rzeczoznawcy) na dotarcie do źródeł informacji potrzebnych przy opracowywaniu ekspertyzy, opinii lub orzeczenia technicznego.

Opracowywana opinia (ekspertyza) powinna obejmować [4]:

- określenie celu ekspertyzy,
- określenie podstawy formalnej wykonania opinii.
- zestawienie materiałów źródłowych przyjętych za podstawę opracowania,
- opis konstrukcji i zjawisk będących przedmiotem orzeczenia,

- analizę techniczną występujących zjawisk, określenie ich przyczyn, środków zaradczych i sposobów postępowania w przeszłości,
- wnioski i zalecenia.

Poszczególne elementy ekspertyzy powinny być opracowywane z wykorzystaniem szczegółowych informacji zaczerpniętych z poszczególnych działów książki obiektu budowlanego [3].

Określenie celu i podstawy formalnej wykonania ekspertyzy wykorzystuje następujące dane:

dział I, II: nazwa obiektu, funkcja, rok zakończenia budowy, adres obiektu, właściciel i miejsce jego zamieszkania lub rejestracji, zapis o zarządcy lub jego zmiany pozwalają dotrzeć do innych dokumentów lub świadków w razie takiej potrzeby, nr księgi wieczystej i jej rejestr w sądzie, numer ewidencyjny gruntów umożliwiające określenie stanu prawnego nieruchomości – działki budowlanej,

dział III: o dokumentacji dołączonej do książki obiektu : pozwolenie na budowę, dokumentacja budowy, dokumentacja powykonawcza, protokół odbioru obiektu, pozwolenie na użytkowanie obiektu, instrukcja eksploatacji obiektu.

Zestawienie materiałów źródłowych przyjętych za podstawę opracowania obejmuje dane z informacji zawartych:

dział IV, V: dane techniczne w zależności od rodzaju przeznaczenia, konstrukcji, sposobu użytkowania obiektu oraz plan sytuacyjny obiektu, który umożliwia rzeczoznawcy zidentyfikowanie granic nieruchomości- działki miejsc przyłączenia sieci uzbrojenia terenu, miejsc dokonanych dochodzeń i pomiarów elementów-konstrukcji.

Opis konstrukcji i zjawisk będących przedmiotem oceny uzupełniony może być danymi zarejestrowanymi:

dział VI: w zakresie analizy protokołów okresowych (corocznych) kontroli stanu technicznego sprawności obiektu, obejmujących ocenę elementów obiektu i instalacji narażonych na szkodliwe wpływy atmosferyczne oraz niszczące działanie czynników występujących podczas użytkowania obiektu,

dział VII: w zakresie analizy protokołów okresowych (co 5 lat) kontroli stanu technicznego i wartości użytkowej całego obiektu, obejmujących ocenę wszystkich elementów budowlanych obiektu, przewodów i kanałów kominowych, instalacji gazowych sanitarnych, elektrycznych i piorunochronnych.

Informacje zapisane w protokołach z przedmiotowych oględzin są wiarygodnymi informacjami techniczno-użytkowymi dla rzeczoznawców. Przeglądy te przeprowadzane są (zgodnie z art. 62 ust. 4, 5 [1]) przez inżynierów i techników, posiadających uprawnienia budowlane lub świadectwa kwalifikacyjne w zakresie nadzoru nad eksploatacją instalacji i urządzeń.

Analiza techniczna występujących zjawisk, określenie przyczyn zjawisk i środków zaradczych oraz sposobów postępowania w przyszłości

Informacje zawarte w **dziale VIII** mogą być pomocne w przypadku niejasności przy rozpatrywaniu badanego problemu technicznego, kosztowego lub organizacyjnego. Możliwość dotarcia do autorów opracowań technicznych pozwala oceniającemu na pogłębienie wiedzy w tym zakresie i ewentualne odtworzenie faktów, dotyczących historii technicznej obiektu.

Dane z **działu IX** umożliwiają zapoznanie się rzeczoznawcy z zakresem przeprowadzonych robót remontowych i modernizacyjnych w badanym obiekcie. Z treści protokołów odbioru wyżej wymienionych robót można uzyskać wskazówki dotyczące zastosowanych materiałów i technologii, kosztów wykonanych robót, udzielonych gwarancji, jak również możliwość dotarcia do zastrzeżeń i zaleceń komisji odbioru obiektu-robót mających wpływ na eksploatację obiektu lub jego elementów.

Wnioski i zalecenia kończące opracowanie oceny (ekspertyzy) powinny uwzględniać analizę ewentualnych ograniczeń zamieszczonych w **dziale X, XI**:

- w wykazie awarii i katastrof obiektu,
- w wykazie zmian sposobu użytkowania obiektu.

5. Badanie stopnia przestrzegania prawnych obowiązków administratorów budynków mieszkalnych w zakresie prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej obiektów

Możliwość wykorzystania zapisów procesów utrzymania w książce obiektu budowlanego (k.o.b) do ustalenia oceny bieżącego stanu technicznego budynku mieszkalnego uwarunkowana jest poprawnością prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej, której elementem składowym jest k.o.b.

W tym celu w maju 2002 roku przeprowadzono badanie stopnia przestrzegania prawnych obowiązków administratorów wynikających z przepisów państwowych (tab. 1).

Badaniami objęto budynki mieszkalne zrealizowane w uprzemysłowionej technologii OWT w wybranych spółdzielczych zasobach mieszkaniowych miasta Białegostoku.

Badania dotyczyły 13 budynków mieszkalnych wielorodzinnych o wysokości 5 i 11 kondygnacji zrealizowanych w latach 1970-1991. Wymienione budynki zarządzane są przez 4 administracje osiedlowe.

Badania poprawności prowadzenia zapisów w k.o.b dla każdego budynku prowadzono w kartach badania.

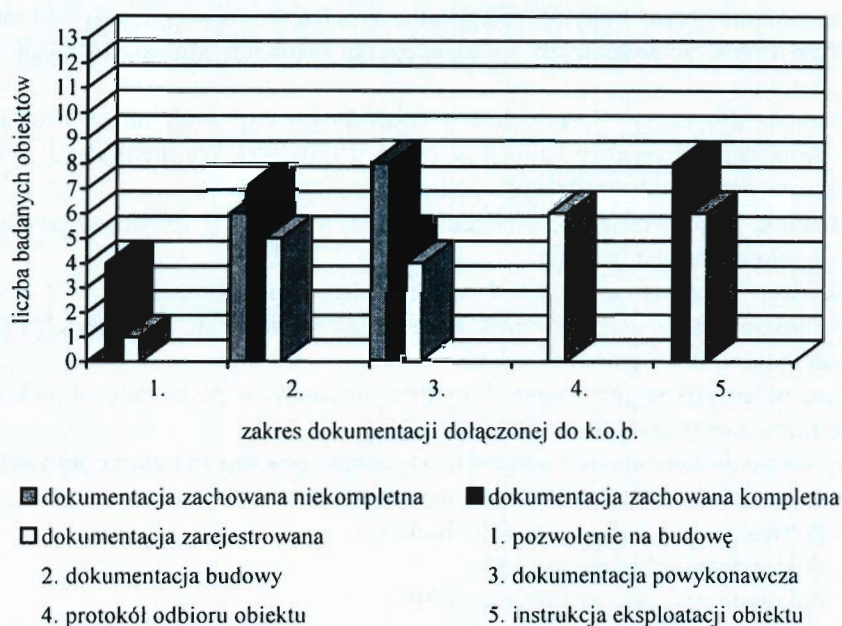
Wyniki oceny w zakresie działów **I – XI** przedstawiono poniżej.

- I.** Do dokonywania wpisów upoważniono osoby, które we wszystkich przypadkach mają uprawnienia budowlane.
- II.** Dane identyfikacyjne obiektów w 80% przypadków podawane są niekompletnie (np.: zapisy o księdze wieczystej).
- III.** W spisie dokumentacji dołączonej do książki obiektu (na etapie jej zakładania zgodnie z [3] do 6.02.1999 roku) zarejestrowano:
 - pozwolenia na budowę w 8% obiektów,
 - dokumentację budowy w 38%,
 - dokumentację powykonawczą w 30%,
 - protokoły odbioru obiektu w 46%
 - instrukcje eksploatacji obiektu w 46%.

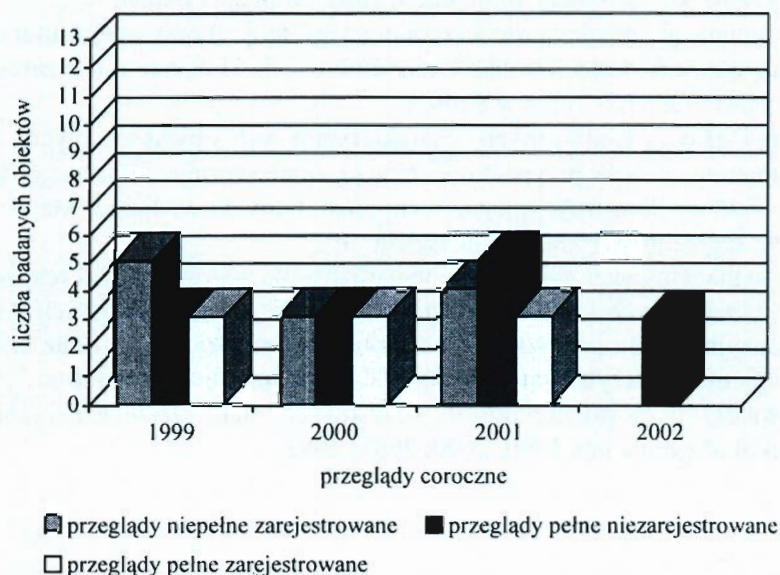
W wyniku dalszego przeglądu dokumentacji archiwizowanej ustalono stan faktyczny zachowania dokumentacji, który obrazuje rysunek 1.

Dokumentacja przekazywana (zgodnie z art. 60 [1]) przy oddawaniu obiektu do użytku zachowana jest jako kompletna w 30÷61%, natomiast zarejestrowana jest w k.o.b. – tylko w 8÷46%.

- IV.** Zakres danych technicznych, charakteryzujących obiekt podawany jest niekompletnie w 46% przypadków. Nie są zamieszczane informacje dotyczące np.: systemu konstrukcyjnego, wymiarów budynków, liczby klatek schodowych, segmentów, rodzajów mieszkań, itp.
- V.** Plan sytuacyjny stanowi w 54% obiektów tylko wycinek planu realizacyjnego bez zaznaczonych granic nieruchomości (brak ksiąg wieczystych i wyrysów geodezyjnych dla poszczególnych budynków mieszkalnych) oraz brak usytuowania miejsc przyłączenia obiektów do sieci uzbrojenia terenu.
- VI.** Protokoły corocznych kontroli okresowych stanu technicznej sprawności obiektu obejmują lata 1999, 2000, 2001, 2002.



Rys. 1. Stan zachowania dokumentacji dołączonej do książek obiektów budowlanych w badanej grupie administrowanych budynków mieszkalnych



Rys. 2. Przeglądy stanu technicznego sprawności obiektów przeprowadzone w latach 1999- 2002

Zakres przeprowadzonych przeglądów corocznych dla badanej próby budynków przedstawiono na rysunku 2.

Z przedstawionej informacji wynika, że w latach 1999-2001 przeprowadzono coroczne pełne przeglądy dla 46÷61% obiektów oraz przeglądy o niepełnym zakresie dla 23÷38% obiektów.

Do przeglądu o zakresie niepełnym zakwalifikowano przegląd stanu technicznej sprawności obiektów bez sporządzenia przynajmniej jednego z protokółów oceny elementów obiektów i instalacji (narażonych na szkodliwe wpływy atmosferyczne oraz niszczące działanie czynników występujących podczas użytkowania obiektów), instalacji i urządzeń służących ochronie środowiska, instalacji gazowej, przewodów kominowych.

Z badań wynika, że część przeprowadzonych przeglądów-protokółów nie została zarejestrowana w książkach obiektów.

VII. Protokoły kontroli okresowych stanu technicznej sprawności i wartości użytkowej obiektu (co 5 lat) przeprowadzono:

- w 1997 oraz 1998 roku- dla 3 budynków, co stanowi 23% próby,
- w 1999 oraz 2002 roku- dla 1 budynku, co stanowi 8%

a ponadto przeglądy niepełne:

- w 2000 roku – dla 2 budynków, co stanowi 15% ,
- w 2001 roku – dla 4 budynków, co stanowi 30% próby.

Z powyższych danych wynika, że 45% badanych budynków nie ma aktualnego pełnego, zgodnego z przepisami [1, 2] przeglądu sprawności technicznej i wartości użytkowej obiektu.

VIII-XI Opracowania techniczne oraz protokoły odbiorów dotyczące remontów i modernizacji budynków mieszkalnych są rejestrowane na bieżąco od 1999 roku.

6. Wnioski końcowe

- Stopień przestrzegania przepisów, dotyczących prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej, przez administratorów budynków mieszkalnych jest niezadowalający.
- Poprawne i kompletne zapisy w książce obiektu budowlanego stanowić mogą cenne źródło informacji przy ocenie stanu technicznego.
- Ocena bieżącego stanu technicznego budynku mieszkalnego czy opracowanie problemowej ekspertyzy technicznej obiektu winna uwzględniać analizę źródłowych informacji zapisanych w książce obiektu budowlanego i powinna ułatwiać podejmowanie decyzji, dotyczących zakresu remontów i modernizacji, zwłaszcza budynków wielkopłytowych.

- Przy ocenie stanu technicznego budynków wielkopłytowych konieczne jest przeprowadzanie specjalistycznych przeglądów według jednolitej metody przez odpowiednio przygotowanych rzeczoznawców [5].
- Analiza przestrzegania prawnych zasad prowadzenia i zachowania dokumentacji eksploatacyjnej, przeprowadzona dla wybranej grupy budynków wielkopłytowych sugeruje konieczność poprawy istniejącego stanu.
- Właściciele i zarządcy budynków mieszkalnych winni mieć przekonanie, że bieżące monitorowanie stanu technicznego obiektów (zgodne z przepisami [1, 2, 3]) ma istotny wpływ na bezpieczeństwo i koszty ich utrzymania.

Literatura

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku „Prawo budowlane” (Dz. U. Nr 89 z 1994 r. poz. 414 wraz z późniejszymi zmianami).
2. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 września 1999r. w sprawie warunków technicznych użytkowania budynków mieszkalnych. (Dz. U. Nr 74 z 1999 r. poz. 936).
3. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 19 października 1998 roku w sprawie książki obiektu budowlanego (Dz. U. nr 135 z 1998 r. poz. 882).
4. **Linczowski Cz.:** *Naprawy, remonty i modernizacje budynków*. Monografie, Studia, Rozprawy. Nr 7. Politechnika Świętokrzyska. Kielce, 1997.
5. **Wierzbicki S.M.:** *Problemy modernizacji budynków wielkopłytowych. Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu*. Konferencja Naukowo-Techniczna ITB. Mrągowo, 3-5 listopada 1999 roku.

INVESTIGATION OF THE DEGREE OF REGULATION ABIDENCE BY ADMINISTRATORS OF DWELLING HOUSES WITHIN THE SCOPE OF BUILDING USING DOCUMENTATION AND APPLYING IT TO TECHNICAL CONDITION ESTIMATION

Summary: Systematic of technical conditions estimation of dwelling house considering records of its technical maintenance in building object book is presented in this paper. Using documentation of building is a source of technical and functional information which can be necessary for analysis of the investigated technical problem.

The investigation results of the degree of regulations abidance by administrators within the scope of using documentation of dwelling houses are also reported.

Key words: dwelling house, building technical condition, building using documentation, building object book

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/2/2002.

Mikołaj Syczewski, Piotr Chomczyk

ANALIZA PROSTOŚCI PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH

Streszczenie: Przetawiono analizę prostości prętów stosowanych do zbrojenia elementów żelbetowych. Analizę przeprowadzono na podstawie literatury dotyczącej realizacji konstrukcji i elementów żelbetowych oraz polskich norm.

Słowa kluczowe: żelbet, pręty zbrojeniowe, prostość

1. Prostota prętów zbrojeniowych w realizacji elementów żelbetowych

Pręty stalowe stosowane do zbrojenia elementów żelbetowych są bardzo smukłe i wiotkie, co wynika z ich dużej długości i małej sztywności przekroju poprzecznego. Taka postać prętów zbrojenia jest narażona i wrażliwa na różne deformacje, które mogą powstać w okresie od wyprodukowania do wbudowania w element żelbetowy. Wszelkie wady prętów zbrojenia powstałe w wytwórni są eliminowane przez kontrolę wrywkową, przeprowadzoną metodą alternatywną na podstawie akceptowanego poziomu jakości AQL (acceptable quality level) [9]. Kontrola taka nakłania producenta do utrzymania średniej jakości procesów na poziomie nie gorszym niż określono parametrami kontroli AQL. W okresie od wyprodukowania u wytwórcy do zamontowania w elementach żelbetowych stal zbrojeniowa przechodzi różne dodatkowe operacje (załadunki, przeładunki, transport, magazynowanie) podczas których mogą ulec zmianie jej niektóre charakterystyki techniczne, a w szczególności takie jak prostota, zanieczyszczenia, korozja. Ze względu na to stan techniczny prętów w zbrojarni na budowie lub zakładzie prefabrykacji może być gorszy niż ten, jaki mają te pręty w momencie wysyłki od producenta.

Odbiór stali zbrojeniowej u nabywcy odbywa się według atestu wystawionego przez wytwórcę. Stal zbrojeniowa o średnicy od 3 mm do 12 mm jest dostarczana w kręgach, natomiast pręty o średnicy powyżej 12 mm są dostarczane w postaci odcinków prostych powiązanych w wiązki [1, 2, 3, 4].

Przy samochodowym transporcie prętowej stali zbrojeniowej, ze względu na znaczną jej długość, mogą być dodatkowo stosowane dwukołowe przyczepy. Podczas transportu samochodowego mogą powstawać wygięcia prętów w dowolnym obszarze ich długości. Podczas transportu kolejowego możliwość wygięcia prętów zbrojeniowych jest zdecydowanie mniejsza. Zbrojenie dostarczane w kręgach podczas transportu i przeładunku ulega mniejszym deformacjom.

Przygotowanie zbrojenia dostarczonego w kręgach w zakładach prefabrykacji przeprowadza się przy wykorzystaniu urządzeń mechanicznych, które jednocześnie mogą oczyszczać i przecinać pręty o określonej długości. Na niewielkich budowach do prostowania stali dostarczonej w kręgach mogą być stosowane wciągarki. Zbrojenie dostarczone w wiązkach prętów w zakładach prefabrykacji lub na dużych budowach jest przygotowywane przy wykorzystaniu sprzętu mechanicznego do czyszczenia i prostowania. Zbrojarnie przyobiektove stosowane na małych budowach cechuje niski poziom zmechanizowania operacji technologicznych. Zbrojarnie takie nie są wyposażone w urządzenia do prostowania stali prętowej. Czyszczenie i ewentualne prostowanie wykonywane jest ręcznie [3, 4].

W cytowanej literaturze [1, 2, 3, 4] nie określono kiedy należy stosować prostowanie stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w wiązkach, a kiedy takie operacje technologiczne można pominąć. Również w literaturze dotyczącej projektowania elementów żelbetowych (której nie zamieszczono w wykazie literatury) nie określono warunków prostości prętów zbrojeniowych. W literaturze tej przyjmuje się niepisane założenie, że pręty stalowe stosowane do zbrojenia elementów żelbetowych powinny być proste, czyste i nieskorodowane – niezależnie od tego czy są one ściskane czy rozciągane. Założenie takie obowiązuje w literaturze naukowo-technicznej i podręcznikach do konstrukcji żelbetowych, chociaż prostota prętów nie jest precyzyjnie definiowana.

W warunkach technicznych [5] dotyczących kontroli jakości stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę sprecyzowano, że do wykonania zbrojenia elementów żelbetowych należy stosować urządzenia i maszyny do prostowania i cięcia prętów cienkich, dostarczonych w kręgach, a także do prostowania prętów dostarczonych w odcinkach prostych. Stanowiska prostowania prętów cienkich w kręgach i prętów odcinkowych powinny być rozłączne. Pręty dostarczane w wiązkach nie powinny wykazywać odchylenia od linii prostej większego niż 5 mm na 1,0 m długości pręta. W rozdziale dotyczącym przygotowania i wykonania robót zbrojarskich w zakresie prostości prętów podano, że powinny one być wyprostowane. Nie podano dopuszczalnych odchyłek od linii prostej w przypadku prętów zastosowanych do wykonania szkieletu zbrojenia.

2. Normowe postanowienia dotyczące prostości prętów zbrojeniowych

W normie PN-89/H-84023-06 podano skład chemiczny, właściwości mechaniczne i technologiczne oraz klasy i gatunki stali przeznaczonych do zbrojenia betonu: walcówki, prętów okrągłych gładkich i żebrowanych. W normie tej nie zawarto informacji dotyczących prostości prętów zbrojeniowych. Norma PN-82/H-93215 określa wymagania dotyczące walcówki i prętów stalowych okrągłych gładkich i żebrowanych walcowanych na gorąco, przeznaczonych do zbrojenia elementów żelbetowych. Powierzchnia zewnętrzna prętów powinna być bez pęknięć, pęcherzy i naderwań. Dopuszczalne są natomiast niektóre wady powierzchniowe, takie jak zawalcowania, wypukłości, wgniecenia, zgorzeliny, chropowatość itp., jeżeli nie przekraczają dopuszczalnych odchyłek mierzonych od średnicy rdzenia wynoszących 0,5 mm dla prętów żebrowanych o średnicy nominalnej do 25 mm oraz 0,7 mm dla prętów o większych średnicach. Dopuszczalne odchyłki dotyczące masy i wymiarów prętów dla poszczególnych średnic nominalnych podano w tablicy 1 normy [7]. Dla prętów żebrowanych określono wymiary przekroju poprzecznego, kształt, rozstawy i wymiary żeberk podłużnych i poprzecznych a także odchyłki masy. Stal zbrojeniowa o małych średnicach jest dostarczana w kręgach, a pręty o większych średnicach – w wiązkach (długości fabryczne 10-12 m). Każda partia dostawcza powinna mieć atest. W zakresie prostości w normie użyto sformułowania: „pręty dostarcza się nieprostowane”. W normie [7] określono także liczbę kręgów oraz liczbę prętów z danej partii produkcyjnej pochodzącej z jednego wytopu, które typuje się do badań sprawdzających. Badania te obejmują: sprawdzenie powierzchni, wymiarów, składu chemicznego, także próbę rozciągania, zginania na zimno i ewentualnie próba odginania. Badania sprawdzające przeprowadza się dla poziomu kontroli II według PN-ISO 2859-1+AC:1996, a wadliwość przyjmuje się na poziomie 4%. Ocenę wyników badań przeprowadza się na podstawie wytycznych podanych w tablicy 5 normy [7]. W badaniach tych nie uwzględniono wymagań i badań dotyczących prostości prętów zbrojeniowych dostarczonych w wiązkach.

Przedmiotem normy PN-75/H-93200.00 [8] są wymiary walcówki w kręgach i prętów stalowych o przekroju okrągłym, walcowanych na gorąco. W normie tej, uwzględniając prostość, dokonano podziału na trzy grupy. Pierwszą grupę stanowią pręty i walcówka o zwykłej dokładności wykonania (bez oznaczenia), drugą – walcówka i pręty o podwyższonej dokładności wykonania (pd), trzecią – walcówka i pręty o wysokiej dokładności wykonania (wd). Jednocześnie w normie dokonano podziału na dwie grupy w zależności od prostości: pręty ogólnego stosowania o zwykłej dokładności wykonania prostości (bez ograniczeń) oraz pręty o podwyż-

szanej dokładności wykonania prostości (pL). W normie [8] podano, że pręty powinny być dostarczone w postaci prostej, a dopuszczalne odchyłki od prostoliniowości, mierzone na długości 1,00 m dla prętów o średnicy do 35 mm, nie powinny być większe od 20 mm (zwykła dokładność prostości) i 5 mm (pL). Na całej długości prętów dokładność wykonania prostości powinna być nie większa niż odpowiednio 2,0% oraz 0,5%. Dla prętów o średnicy większej niż 35 mm dopuszczalne odchyłki od prostoliniowości mierzone na długości 1 m nie powinny być większe od 10 mm (zwykła dokładność prostości) i 4 mm (pL). Na całej długości prętów dokładność wykonania prostości powinna być nie większa niż odpowiednio 1,0% oraz 0,4%. Zamieszczono także informację, że w normach przedmiotowych dopuszcza się ustalanie innych dopuszczalnych odchyłek od prostoliniowości. Norma [8] dotyczy szerokiego spektrum stali konstrukcyjnej węglowej, niskostopowej, narzędziowej, szybkotnącej, wysokostopowej, bez obróbki cieplnej i z obróbką cieplną. W treści normy nie ma informacji dotyczącej zastosowania omawianej stali do zbrojenia elementów żelbetowych.

W rozdziale 9 normy PN-B-03264:1999 podano szczegółowe warunki dotyczące wymiarów, obliczania, konstruowania zbrojenia dla podstawowych elementów konstrukcyjnych, takich jak płyty, słupy, belki, wsporniki krótkie itp. W normie tej nie podano wymogów dotyczących prostości prętów zbrojeniowych, stosowanych do wykonywania szkieletów zbrojenia elementów konstrukcyjnych. W nieobowiązującej normie PN-69/H-93215 podano, że pręty należy dostarczać nieprostowane, jednakże prostość prętów powinna być dostateczna, uwzględniając ich zastosowanie. Nie podano natomiast sposobu oceny prostości prętów odpowiadającej dostatecznej ich jakości w zastosowaniu do zbrojenia elementów żelbetowych.

Norma [11] dotycząca wymagań technicznych dotyczących robót betonowych i żelbetowych dość szczegółowo określa warunki techniczne dotyczące deskowań, rusztowań, stemplowań, zbrojenia, betonowania. W zakresie przygotowania zbrojenia podano, że pręty należy oczyścić z zendry, rdzy, zanieczyszczeń, a w przypadku zanieczyszczenia olejami i farbami należy stosować opalanie lampami lutowniczymi. Pręty stosowane do produkcji zbrojenia powinny być proste. Dopuszczalną wielkość miejscowego wykrzywienia określono jako 4 mm. W przypadkach stwierdzenia krzywizn w prętach stali zbrojeniowych należy je prostować. W normie [11] sprecyzowano bardzo ogólnikowo i nieprecyzyjnie wymagania dotyczące prostości prętów. Nie sprecyzowano w normie na jakiej długości bazy powinna być mierzona, wynosząca 4 mm, dopuszczalna wielkość miejscowego wykrzywienia. Ocena wartości liczbowej strzałki wykrzywienia zależy od długości bazy pomiarowej a także od krzywizny pręta, a krzywizna ta zależy od przyczyny jej powsta-

nia. Również subiektywne i niedokładne jest określenie w normie: „w przypadku stwierdzenia krzywizn w prętach”.

Podsumowanie

Prostowanie zbrojenia dostarczonego w kęgach jest oczywiste ze względu na formę dostawy. W literaturze dotyczącej realizacji konstrukcji i elementów żelbetowych nie określono warunków, kiedy należy stosować prostowanie prętów dostarczonych w wiązkach, a kiedy takie operacje są zbędne. W zakładach prefabrykacji istniejące zbrojarnie są wyposażone w mechaniczne urządzenia do prostowania i cięcia stali zbrojeniowej, natomiast na małych budowach prostowanie zbrojenia prętowego często odbywa się ręcznie. Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych określają, że pręty dostarczone od wytwórcy nie powinny wykazywać odchylenia od linii prostej większego niż 5 mm, mierzone na bazie 1,0 m. W warunkach technicznych nie określono jednak dopuszczalnej odchyłki od linii prostej prętów zbrojenia na etapie realizacji szkieletu zbrojenia. Norma PN-69/H-93215 określa dopuszczalną wielkość miejscowego wykrzywienia jako 4 mm. Określenie takie jest nieprecyzyjne, gdyż nie określono bazy na której mierzy się to wykrzywienie. Również nieprecyzyjnie określono prostotę w nieobowiązującej normie PN-69/H-93215: „prostota prętów powinna być dostateczna do ich zastosowania”. Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że prostota prętów stosowanych do zbrojenia elementów i konstrukcji żelbetowych nie jest prawidłowo określona.

Literatura

1. **Bielawski J., Świtalski O., Woźniak R.:** *Przemysłowa produkcja prefabrykatów. Procesy pomocnicze*. PWN. Warszawa, 1983.
2. Praca zbiorowa pod redakcją **Eymana K.:** *Technologia prefabrykatów betonowych*. PWN. Warszawa, 1972.
3. **Stefański A., Żywica R.:** *Technologia produkcji prefabrykowanych elementów betonowych dla budownictwa mieszkaniowego*. PWN. Warszawa, 1979.
4. **Stefański A., Walczak J.:** *Technologia robót budowlanych*. Arkady. Warszawa, 1983.
5. *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*. Budownictwo tom 1. część 1. Arkady. Warszawa, 1989.

6. **PN-89/H-84023-06** *Stal określonego zastosowania. Stal do zbrojenia betonu. Gatunki.*
7. **PN-82/H-93215** *Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu.*
8. **PN-75/H-93200.00** *Walcówka i pręty stalowe okrągłe walcowane na gorąco. Wymiary.*
9. **PN-ISO2859-1+AC1:1996.** *Procedury kontroli wyrywkowej metodą alternatywną. Plany badania na podstawie akceptowanego poziomu jakości (AQL) stosowane podczas kontroli partii za partią.*
10. **PN-B-03264:1999** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
11. **PN-63/B-06251** *Roboty betonowe i żelbetowe. Wymagania techniczne.*
12. **PN-69/H-93215** *Walcówka i pręty żebrowane ze stali klasy A-III do zbrojenia betonu.*

ANALYSIS OF STRAIGHTNESS OF REINFORCING BARS

Summary: The paper presents analysis of straightness of steel bars used for reinforcement in RC structure elements. Analysis has been conducted on the base of technical literature and Polish Standards referring reinforced concrete elements construction.

Key words: reinforced concrete, steel bars, straightness

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/99.

Rościław Tribiło, Janusz Krentowski, Romuald Szelaąg

DESTRUKCYJNY WPŁYW OBCIĄŻENIA TEMPERATURA ELEWACJI OBIEKTÓW ZABYTKOWYCH

Streszczenie: Praca zawiera analizę przyczyn wystąpienia destrukcyjnych zjawisk na elewacjach obiektów zabytkowych. Przeprowadzone badania wykazały, że środowiskowe obciążenie temperaturą może wywoływać stany destrukcyjne elewacji, mimo poprawnie wykonanych remontów i rekonstrukcji. Wskazano również na występowanie wyższych temperatur środowiskowych od przewidzianych przepisami normy [6].

Słowa kluczowe: elewacja, obciążenie temperaturą, nasłonecznienie, pomiary pirometryczne

1. Wstęp

Obiekty zabytkowe są ważnymi elementami materialnego dziedzictwa kultury. Konstruktorzy tych obiektów wykazali się ogromnym kunsztem, nadając im niepowtarzalne, często monumentalne struktury. W celu wzmocnienia efektu piękna dodawano ornamentykę, dbając aby fasada budowli miała szczególnie dużo dekoracji. Na obecnych użytkownikach obiektów spoczywa odpowiedzialność za zachowanie pierwotnych form przez cykliczne restaurowanie, a w razie powstania uszkodzeń-naprawy [1]. Długi okres użytkowania obiektów zabytkowych zmusza do przeprowadzania skrupulatnych przeglądów, częstszych niż w przypadku innych obiektów. Wynika to z faktu wyeksploatowania i zużycia technicznego materiałów stosowanych przy wznoszeniu. Bezpośrednio narażone na oddziaływania środowiska powłoki elewacji muszą zapewniać poprawną ochronę substancji ścian. Dlatego należy dbać o jak najlepszy stan tych powłok. Ewentualne remonty wykonuje się pod ścisłym nadzorem konserwatora zabytków, po wykonaniu dokumentacji konserwatorskiej. Dużą ilość środków i czasu pochłaniają prace związane z kształtowaniem i odtwarzaniem elementów zdobniczych. W związku z tym przed przystąpieniem do napraw jest konieczne wykonanie wstępnej analizy proponowanego rozwiązania z punktu widzenia jego trwałości i wybór najbardziej efektywnej

technologii. W pracy podano wyniki badania obiektu zabytkowego, który podlegał gruntownym pracom konserwatorskim, polegającym między innymi na wymianie powłok elewacyjnych. Już w trakcie wstępnych badań stwierdzono wady, które występują głównie na elewacji frontowej. Analiza zjawisk mających wpływ na stan wypraw umożliwiła określenie przyczyn ich powstania.

2. Systematyka historyczna obiektu

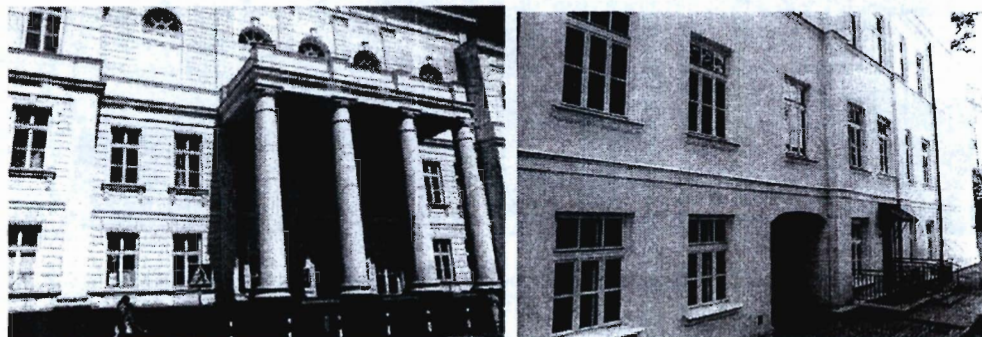
Budynek powstał w połowie XIX wieku w stylu eklektycznym o charakterze pałacowo-mieszkalnym. Został wykonany jako dwukondygnacyjny, murowany. W latach 1896-1909 został nadbudowany o jedną kondygnację i przebudowany na dom handlowo-giełdowy. Budynek od 1909 roku do wybuchu I wojny światowej był siedzibą szkoły średniej. Po tej wojnie mieścił się w nim Sąd Okręgowy, a potem do II wojny światowej Państwowe Gimnazjum Męskie. Po II wojnie światowej budynek został przeznaczony na cele oświatowe. Do połowy lat osiemdziesiątych mieściły się w nim różne szkoły średnie. Następnie obiekt został przekazany Filii Uniwersytetu Warszawskiego. Obecnie jest siedzibą Wydziału Ekonomicznego Uniwersytetu w Białymstoku (rys. 1).



Rys. 1. Elewacje budynku

Budynek ma trzy kondygnacje nadziemne i jest częściowo podpiwniczony. W środkowej części budynku znajduje się atrium, z możliwością dostępu przez bramę w skrzydle północno-wschodnim. Portyk wykonano z czterech okrągłych murowanych kolumn, które podtrzymują taras. Dostęp na taras jest możliwy z poziomu drugiego piętra. Układ konstrukcyjny budynku jest poprzeczny, pięcio-traktowy. Podczas prac adaptacyjnych na potrzeby Wydziału Ekonomicznego UwB w latach dziewięćdziesiątych budynek został poddany gruntownemu remontowi i przebudowie. Prace te polegały na: wymianie dachu, wymianie stropów drewnianych na stalowo-żelbetowe, wzmocnieniu części stropów, pogłębieniu i powiększeniu istniejących piwnic, „podbiciu” fundamentów, wykonaniu izolacji

poziomej i pionowej ścian fundamentowych budynku oraz wykonaniu nowej elewacji.



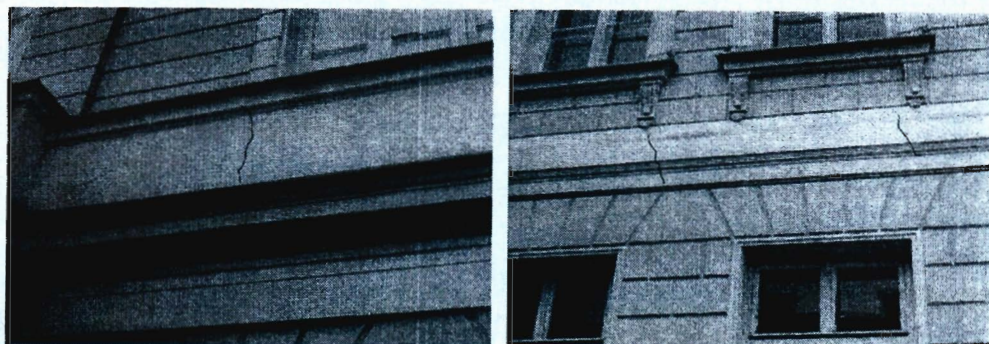
Rys. 2. Portyk i elewacja tylna, z wejściem do atrium

3. Identyfikacja wad występujących w elewacjach

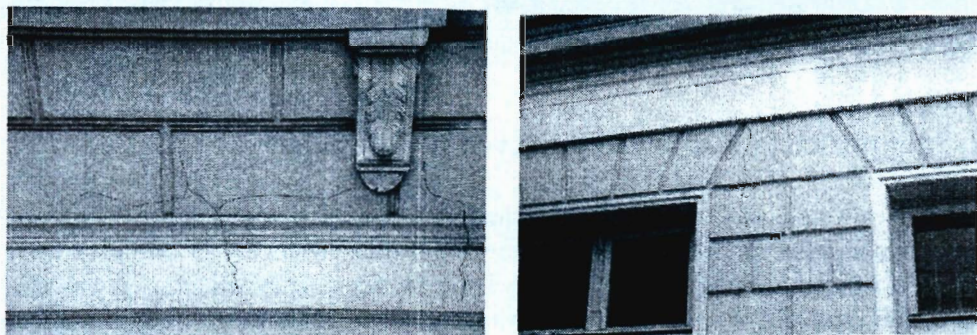
Frontowa elewacja południowo-zachodnia jest na całej powierzchni boniowana. Poziome elementy ozdobne ukształtowane wzdłuż wieńców są ciągłe na całej długości budynku. Sposób kształtowania sprawia, że są masywniejsze od pozostałej części elewacji. W wyniku zrealizowanych badań ustalono, że wady w postaci widocznych zarysowań na powierzchni tynków występują wyłącznie na elewacji frontowej. Koncentrują się one głównie w poziomie stropów kondygnacji na fryzie, tj. ozdobnym pasie poziomym fasady. Największe rozwarście mają rysy na wysokości fryzu, następnie przenoszą się na górne i dolne fragmenty elewacji i zanikają. Zmierzone w trakcie badań maksymalne rozwarście rysy wynosiło około 0,5 mm. W pozostałych przypadkach nie przekraczają one 0,3 mm (rys. 3).

W gzymsie wieńczącym występują rysy usytuowane prostopadle do długości. Największa zaobserwowana szerokość rysy w tym elemencie wynosi około 1 mm; pozostałe rysy są mniejsze niż 0,3 mm. Drobne zarysowania stwierdzono na powierzchni elewacji w części podokiennej i międzyokiennej pierwszego piętra. Przykłady uszkodzeń tynku przedstawiono na rysunku 4.

Badania makroskopowe elewacji bocznych wykazały, że występuje na nich kilka rys, których rozwarłość nie przekracza 0,2 mm. Uznano, że są to naturalne cechy powłok zrealizowanych na elementach murowanych eksploatowanych od przeszło 150 lat.



Rys. 3. Zarysowania nie przekraczające 0,3mm na poziomych fryzach



Rys. 4. Zarysowania strefy podokiennej i międzyokiennej I piętra

4. Analiza przyczyn zaistniałych zarysowań

W obiektach budowlanych rysy występują najczęściej na nieogrzewanych od wewnątrz i nieizolowanych od wpływów promieniowania słonecznego gzymsach, poddanych cyklicznym zmianom temperatury w okresach letnich i zimowych oraz wilgotności zmieniającej strukturę materiału, szczególnie w okresach działania temperatur ujemnych. Z wykonanych analiz przyczyn powstania zarysowań w elewacji frontowej obiektu wysnuto wnioski, że zastosowany sposób rekonstrukcji elewacji nie miał bezpośredniego wpływu na powstanie wad. Cechą determinującą wystąpienie rys musiały być odmienne warunki użytkowania w przypadku poszczególnych elewacji. Za istotny też uznano fakt występowania największych wad na masywnych fryzach oraz zdobieniach elewacji frontowej, przy zupełnym braku tego rodzaju uszkodzeń na pozostałych elewacjach. Okazało się, że znaczącą rolę

odgrywać może sposób sytuowania obiektu w stosunku do stron świata. Elewacja frontowa jest bowiem skierowana na stronę południowo-zachodnią i nieosłonięta od bezpośredniego działania promieniowania słonecznego. Wpływowi nasłonecznienia może być poddawana również elewacja boczna południowo-wschodnia, natomiast pozostałe elewacje, ze względu na swoją orientację, nie są narażone na działanie słońca. Dodatkowo wokół budynku od strony północno-zachodniej i północno-wschodniej rosną drzewa liściaste, których wysokość przewyższa zabytkowy budynek.

Aby jednoznacznie ustalić czy przyczyną powstania wad w elewacji frontowej jest obciążenie temperaturą, konieczne stało się wykonanie obliczeń porównawczych odniesionych do odizolowanej od działania promieniowania słonecznego elewacji tylnej, na której zarysowania nie występują.

5. Obciążenie temperaturą elewacji obiektu

Obliczenia obciążenia temperaturą wykonano na podstawie przepisów normy [6], a następnie zweryfikowano, wykonując rzeczywiste pomiary z wykorzystaniem techniki pirometrycznej.

Obciążenie temperaturą rozpatruje się jako różnicę Δt między średnią temperaturą $\bar{\vartheta}$ w porze letniej i zimowej a jej temperaturą scalenia t_o

$$\Delta t = \bar{\vartheta} - t_o. \quad (5.1)$$

W obliczeniach temperatury w porze letniej rozróżnia się powierzchnie poddane działaniu promieniowania słonecznego i osłonięte przed tym działaniem. Wartości obliczeniowe obciążenia uzyskuje się mnożąc wartości charakterystyczne przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_f = 1,1$. Średnia temperatura dobową powietrza zewnętrznego, zgodnie z [6], w porze letniej wynosi $t_e = +27^\circ \text{C}$, a w porze zimowej $t_e = -24^\circ \text{C}$. Wartość dobowej amplitudy powietrza zewnętrznego $a = 8^\circ \text{C}$. W odniesieniu do pory letniej wartość średnią temperatury $\bar{\vartheta}$ oblicza się ze wzoru

$$\bar{\vartheta}_l = t_e + \frac{AI}{\alpha_e} (R_l + 0,5R) k\psi \left(a\xi + \frac{Aa_l}{\alpha_e} \xi_2 \right), \quad (5.2)$$

z tym że na powierzchni osłoniętej przed działaniem promieniowania słonecznego

$$\bar{\vartheta}_l = t_e + a\xi_1, \quad (5.3)$$

a w odniesieniu do pory zimowej

$$\bar{\vartheta}_z = t_e - \alpha \xi_1, \quad (5.4)$$

gdzie:

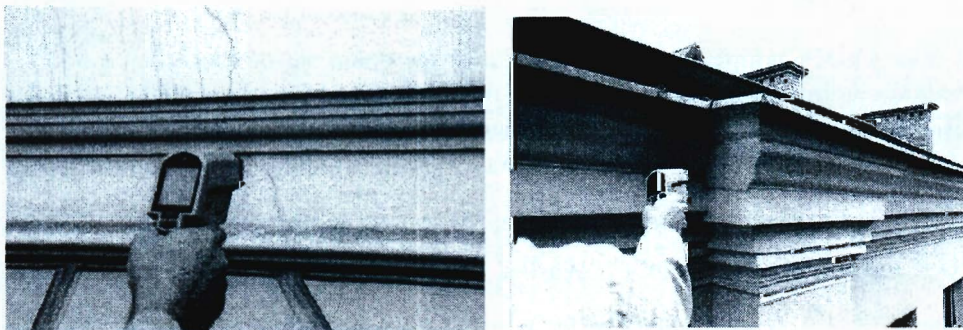
α_e – współczynnik przejmowania ciepła, $\alpha_e = 20 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,

A – współczynnik pochłaniania promieniowania słonecznego zależny od koloru tynku,

ψ – współczynnik jednoczesności.

Ze względu na fakt wykonania elewacji frontowej w kolorach jasnym i jasnobrązowym, rozróżniono wartości temperatur działających na poszczególne fragmenty elewacji. Otrzymane wartości dla pory letniej zestawiono w tabeli 1.

Wykorzystując technikę pirometryczną przeprowadzono badanie rzeczywistych wartości obciążeń, na jakie są narażone elewacje w trakcie eksploatacji obiektu. Sposób prowadzenia badań nie gwarantuje uchwycenia możliwych maksymalnych amplitud ze względu na okresowość wykonywania pomiarów. Celowość przeprowadzonych badań tłumaczy fakt wykonania weryfikacji normowych obciążeń termicznych w warunkach naturalnych. Ze względu na realizację pomiarów w różnych porach dnia jest możliwe indywidualne określanie dobowych amplitud powietrza zewnętrznego, jak również prowadzenie obserwacji szybkości wzrostu temperatury warstw elewacyjnych po nocnym wychłodzeniu. Realizację pomiarów zilustrowano na rysunku 5.



Rys. 5. Pirometryczne pomiary temperatury

W tabeli 1 zamieszczono średnie wartości temperatury (w $^{\circ}\text{C}$) powierzchni zewnętrznych elewacji frontowej i tylnej, z podziałem na powierzchnie w kolorze jasnym i jasnobrązowym oraz na gzymsy w różnych dniach wykonanych badań.

Tabela 1.

Elewacja frontowa				
Godzina badań	9 ⁰⁰	12 ⁰⁰	14 ⁰⁰	Normowa
Temperatura otoczenia, °C	17,2	24,2	34,0	
Powierzchnie kolorze jasnym, °C	15,2	26,3	37,7	35,9
Powierzchnie w kolorze jasnobrązowym, °C	16,2	27,2	41,8	36,7
Gzymsy w kolorze jasnym, °C	15,2	26,0	35,6	35,9
Elewacja tylna				
Powierzchnie w kolorze jasnym, °C	14,2	19,1	29,4	34,2
Gzymsy w kolorze jasnym, °C	13,4	18,2	28,4	34,2

Z zestawienia wynika, że w trakcie pomiarów stwierdzono wystąpienie obciążenia temperaturą elewacji frontowej o wartości większej od przewidzianej normą [6]. Zjawisko takie było obserwowane w odniesieniu do fragmentów elewacji w kolorze jasnobrązowym oraz w kolorze jasnym przy badaniu około godziny 14⁰⁰. Maksymalna stwierdzona różnica w okresie letnim w działaniu temperatury na elewację frontową i tylną wyniosła

$$\Delta t_{elew} = 41,8 - 29,4 = 12,4^{\circ}\text{C}. \quad (5.5)$$

Z obliczeń normowych nie wynika tak znacząca różnica pomiędzy wartościami obciążenia temperaturą obu elewacji.

6. Ocena wpływu nasłonecznienia na stan elewacji frontowej

Wykonane pomiary rzeczywistych wartości obciążenia środowiskowego elewacji frontowej wykazały, że usytuowanie obiektu miało bezpośredni wpływ na powstanie zjawisk destrukcyjnych. Elewacja frontowa w okresie lata jest poddawana dobowym wahaniom temperatury, które są intensyfikowane przez promieniowanie słoneczne [2]. Nie bez znaczenia jest również fakt zastosowania na elewacji koloru jasnobrązowego, który bardziej absorbuje promieniowanie. W nocy następuje ochładzanie się elewacji, a następnie substancji muru. Grubość muru w obiektach zabytkowych jest znaczna, a proces ochładzania przebiega wolniej. Rankiem, kiedy następuje wzrost temperatury zewnętrznej, mury ścian zaczynają się wolno ogrzewać i jest możliwa obserwacja zjawiska polegającego na tym, że temperatura powietrza zewnętrznego jest większa od powierzchni elewacji. Obserwowana różnica temperatury dochodziła do 2°C, przy czym powierzchnie w kolorze jasnobrązowym nagrzewały się szybciej. Szybkość nagrzewania się

murów ścian nie jest bez znaczenia, gdyż im proces ten przebiega wolniej, tym warstwa elewacyjna jest poddawana większemu wpływowi zginania. Natomiast im wzrost temperatury warstwy elewacyjnej jest intensywniejszy, tym większe siły pojawiają się na styku wyprawy elewacyjnej z murem.

7. Wnioski

W obiektach zabytkowych poddawanych czynnościom konserwatorskim nie bez znaczenia pozostaje poprawne ustalenie rzeczywistych czynników środowiskowych działających na elewacje budynków [4]. Jak wykazano, pomimo poprawnie wykonanych prac remontowych, wpływy termiczne spowodowały powstanie nowych wad w elewacji frontowej. Dlatego w trakcie prac konserwatorskich należy zapewnić ograniczenie negatywnych skutków promieniowania słonecznego przez dobór takich materiałów, których współczynniki absorpcji będą jak najmniejsze.

Literatura

- [1] **Borusewicz Wł.:** *Konserwacja zabytków budownictwa murowanego*. Arkady, Warszawa, 1985.
- [2] **Byrdy Cz.:** *Temperatury zewnętrznych powierzchni dachów i ścian, wywołane promieniowaniem słonecznym w okresie grzewczym*. „Przegląd Budowlany” nr 5 /1989.
- [3] **Grzeszczyk W., Nowak H., Marszałek K., Cena K.:** *Skorygowana temperatura powietrza jako wskaźnik termiczny środowiska budynków*. „Archiwum Inżynierii Lądowej”, Tom XXXI, z. 1-2 /1985.
- [4] **Kaczmarczyk S., Wojterkowska-Haber H.:** *Wstępne badania techniczne zespołów zabytkowych przewidzianych do rewaloryzacji*. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11-12/ 1983.
- [5] **Sieczkowski J. M., Szolomicki K.:** *Komputerowa analiza zabytkowych konstrukcji murowych*. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 10 /1994.
- [6] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.

DESTRUCTIVE INFLUENCE OF THE HEAT LOAD OF THE RELIC FACADE

Summary: In this paper was analysed causes of the destructive effects on the relic facades. Examinations shown, that environmental temperature load could produced destruction of the facades in spite of good-made repairs and reconstructions. It was shown too, that in reality work greater environmental temperatures then standardised.

Key words: facade, heat load, insolation, measurements pyrometer

Rościław Tribiło, Janusz Krentowski, Romuald Szelaąg

WYBRANE PROBLEMY KSZTAŁTOWANIA KONSTRUKCJI ZE STROPAMI BEZGŁOWICOWYMI

Streszczenie: W pracy przedstawiono problemy związane z zapewnieniem stateczności przestrzennej, występujące na etapie projektowania i realizacji budynku wysokiego o monolitycznej konstrukcji płytowo-słupowej. Autorzy pracy dokonali analiz na przykładzie realizowanego obiektu.

Słowa kluczowe: konstrukcja płytowo-słupowa, stropy bezgłowicowe, stateczność przestrzenna

1. Wprowadzenie

Gwałtowny rozwój infrastruktury biurowej i handlowej w centrach dużych miast zmusza inwestorów do ograniczania powierzchni zabudowy i jednoczesnego zwiększania kubatury budynków. Zjawisko to prowadzi do powstawania coraz wyższych obiektów, o skomplikowanej i odpowiedzialnej konstrukcji.

2. Nowoczesne budynki biurowo-handlowe

Budowa biurowca, magazynu czy centrum handlowego, zlokalizowanego w śródmieściu dużych miast, prowadzi do zwrotu poniesionych nakładów w stosunkowo krótkim czasie [1]. Skłania to tzw. „developerów” do podjęcia ryzyka rozpoczęcia inwestycji mimo niekorzystnej obecnie koniunktury na rynku nieruchomości. Budynki realizuje się nie znając ostatecznego użytkownika, a więc jest niezbędne wykonanie uniwersalnego i „mobilnego” wnętrza, umożliwiającego szybką adaptację do wymagań, a w przyszłości kolejną modernizację.

Możliwości takie zapewnia zastosowanie szkieletowego układu konstrukcyjnego, tzw. płytowo-słupowego, z jak najmniejszą liczbą wewnętrznych ścian noś-

nych. Przykłady zrealizowanych obiektów o konstrukcji słupowo-płytowej, przeznaczonych do adaptacji przez przyszłych użytkowników przedstawiono na rysunku 1. Rysunek 2 przedstawia wizualizację Centrum Handlowego „Złote Tarasy”, zlokalizowanego w Warszawie w okolicach Dworca Centralnego.

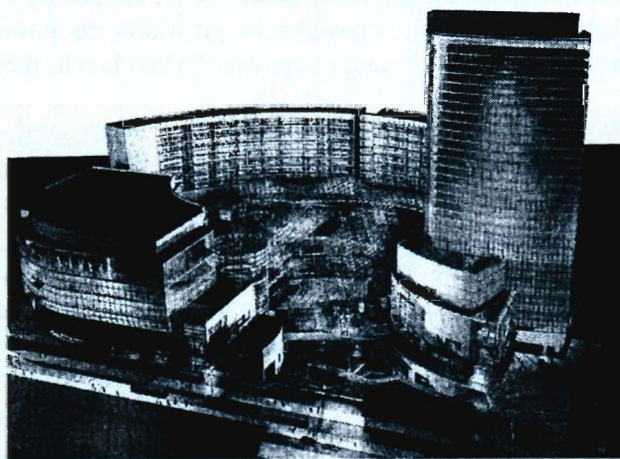
a)



b)



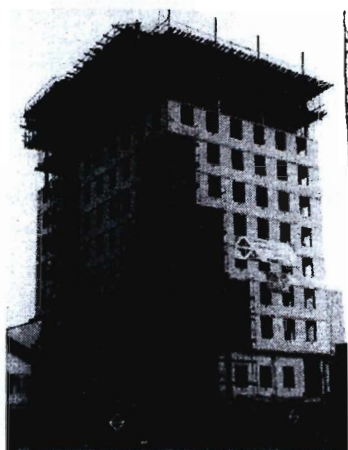
Rys. 1. Przykłady biurowców zrealizowanych w centrum Warszawy: a) najwyższy biurowiec stolicy – Warsaw Trade Tower DAEWOO, b) Babka Center



Rys. 2. Wizualizacja przestrzenna nowoczesnego centrum handlowego „Złote Tarasy”, zlokalizowanego w okolicach Dworca Centralnego w Warszawie

3. Założenia konstrukcyjne budynku ZUS w Białymstoku

Zaprojektowano [2] budynek biurowy o ustroju słupowo-płytowym, tzw. bezbelkowym, z ukrytymi w konstrukcji płyty ryglami ram. Z dwunastu kondygnacji budynku dwie usytuowano poniżej poziomu terenu. Projektowany budynek zlokalizowano w bezpośrednim sąsiedztwie obiektu istniejącego. Zagłębienie poniżej poziomu terenu dwóch kondygnacji budynku wymagało zastosowania stalowych ścianek szczelnych z profili Larsena jako obudowy wykopu głębokiego.

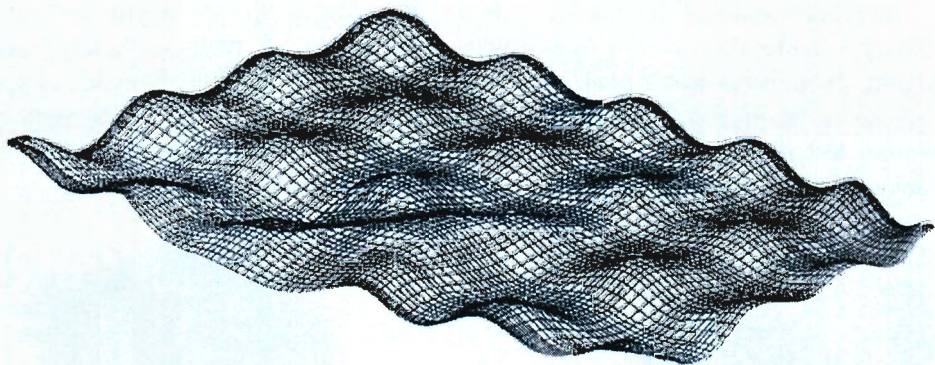


Rys. 3. Realizacja budynku ZUS w Białymstoku

Przewidziano wykonanie monolitycznych słupów żelbetowych o przekroju kwadratowym 45×45 cm lub kołowym średnicy 65 cm. Zewnętrzne ściany budynku zaprojektowano jako samonośne, wykonane z blozków betonu komórkowego YTONG lub z przeszklonej, termoizolacyjnej konstrukcji aluminiowej (rys. 3). Lekkie ściany osłonowe ustawiono na krawędziach monolitycznych płyt stropowych. Przewidziano wykonanie dachu odwróconego o prefabrykowanej konstrukcji stalowej.

Zaprojektowano żelbetową monolityczną płytę fundamentową grubości 80 cm. W miejscu usytuowania słupów zwiększono grubość płyty do 100 cm. Zastosowanie dodatkowego zbrojenia na przebiecie umożliwiło uzyskanie zmniejszonej wysokości konstrukcyjnej płyty, a w konsekwencji zredukowanie głębokości posadowienia oraz przeniesienie zwiększonych obciążeń przekazywanych przez słupy. Do obliczeń przyjęto schemat płyty opartej na słupach, obciążonej odporem gruntu i ciężarem własnym. Uwzględniono również obciążenie ścianami usztywniającymi i szybem windowym. Przeprowadzono dyskretyzację powierzchni płyty prosto-

kątnymi elementami czterowęzłowymi. Uzyskano 3139 elementów opisanych na 3256 węzłach (rys. 4). Sprawdzono również możliwość wystąpienia przebicia.

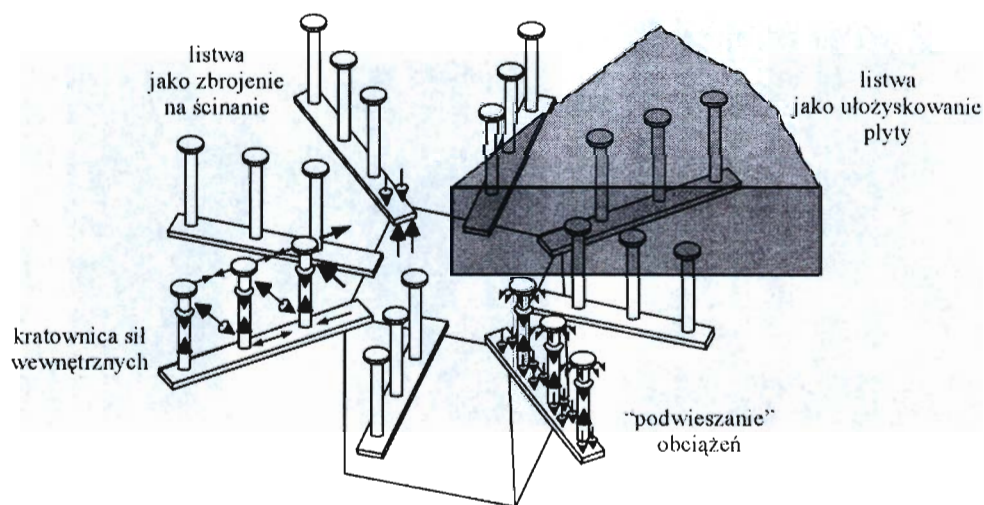


Rys. 4. Numeryczny schemat odkształceń płyty fundamentowej

4. Stropy bezgłowicowe

Zaprojektowano stropy płaskie w postaci żelbetowej płyty grubości 20 cm, opartej bezpośrednio na słupach (bez tzw. głowic). Przeprowadzono dyskretyzację powierzchni płyty o wymiarach $19,67 \times 31,2$ m czterowęzłowymi elementami prostokątnymi. Otrzymano 6603 elementy opisane na 6768 węzłach. Jedna z krawędzi płyty jest ukształtowana w postaci krzywej, co uwzględniono wprowadzając równanie krawędzi płyty w przyjętym układzie współrzędnych. Płyty powinny przenosić bezpiecznie zmienne obciążenie technologiczne i ciężar własny. Obliczenia wykonano przy wykorzystaniu programu ROBOT V6, uwzględniając 9 wariantów obciążeń. Zaprojektowano zbrojenie płyt odpowiadające ekstremalnym wartościom sił wewnętrznych, z uwzględnieniem kombinacji obciążeń użytkowych (zmiennych).

Według [6] zbrojenie na przebiecie powinno składać się ze strzemion pionowych lub ukośnych, zamkniętych, bądź z prętów odgiętych. Prawidłowe wykonanie zbrojenia na przebiecie przy wykorzystaniu prętów zbrojeniowych lub listew dyblowych umożliwia zmniejszenie grubości konstrukcji płyt stropowych oraz zwiększenie obciążeń użytkowych oraz zlokalizowanie otworów technologicznych w bezpośrednim sąsiedztwie słupów [3]. Listwy dyblowe składają się z płaskownika stalowego i przyspawanych stalowych prętów okrągłych z odkutymi główkami. Listwy współpracują z betonem i zbrojeniem na zginanie jako konstrukcja zespolona [5].

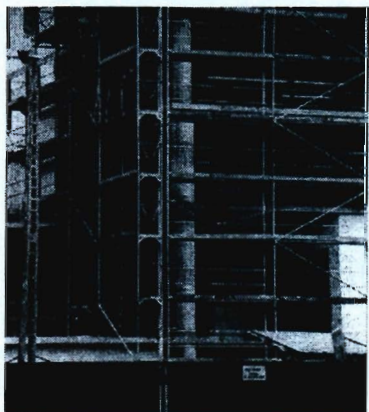


Rys. 5. Schemat współpracy listwy dyblowej z betonem i zbrojeniem



Rys. 6. Szczegóły realizacji węzła z wykorzystaniem listwy dyblowej

Zastosowanie stropu bezgłowicowego stwarza możliwość dowolnego kształtowania funkcji użytkowej obiektu. Wskutek zmniejszenia wysokości elementów konstrukcyjnych, a więc również wysokości kondygnacji, zmniejsza się kubatura budynku. Zastosowanie płaskich desekowań powtarzalnych i prostego układu zbrojenia zapewnia bezkolizyjne wykorzystanie przestrzeni technologicznych oraz zmniejsza koszty i skraca czas realizacji inwestycji.



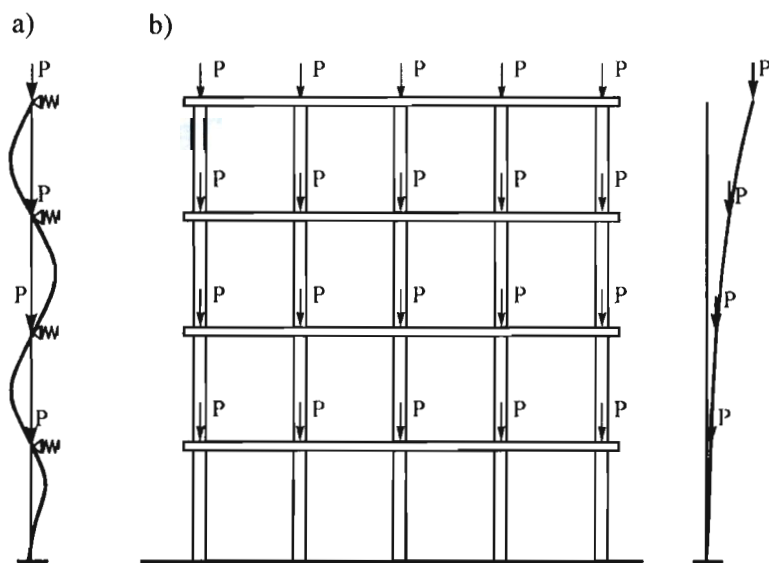
Rys. 7. Szczegóły realizacji konstrukcji płytowo-słupowej

5. Sztywność obiektu

Analiza stateczności ustroju [4] według teorii I rzędu zakłada w pełni sprężystą pracę ustroju, z uwzględnieniem wpływu przemieszczeń jedynie na momenty zginające. Na takich założeniach oparto proste zalecenia projektowania elementów ściskanych, nawiązujące do klasycznej tzw. eulerowskiej wartości siły krytycznej. Analiza stateczności oparta na określeniu długości wybozeniowej, wynikająca z uproszczeń analizy I rzędu pomija całkowicie pozasprężystą pracę elementów i węzłów ustroju oraz nie obejmuje wpływu rzeczywistych sił w elementach stężających całość ustroju. Analiza ustroju według teorii II rzędu pozwala na wprowadzenie różnych założeń dotyczących faz pracy materiałów i elementów oraz uwzględnia wpływ przemieszczeń na przegrupowanie wszystkich sił wewnętrznych.

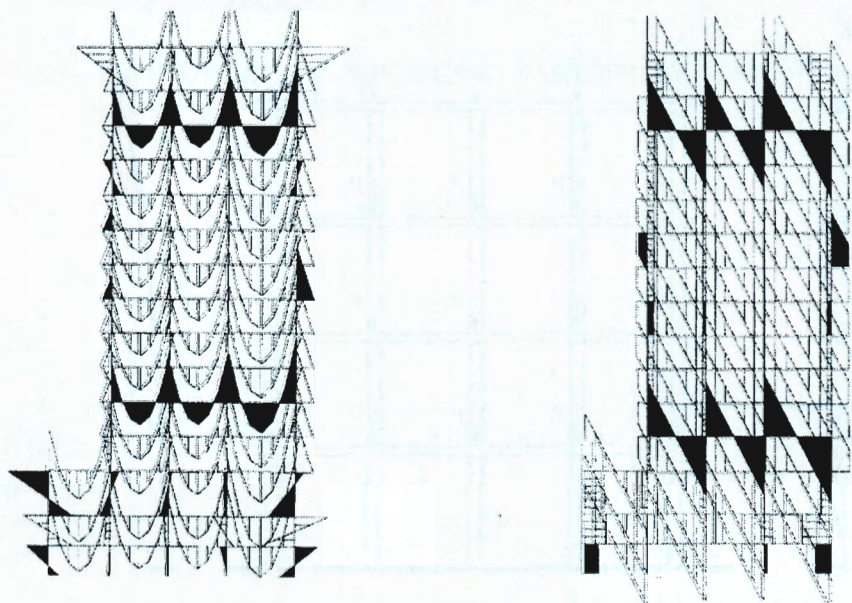
W ustrojach monolitycznych o węzłach nieprzesuwnych uwzględnia się jedynie wpływ sztywności zginania elementów zbiegających się w węzłach na końcach rozważanego słupa. Jeżeli stężenia ustroju, w postaci ścian lub skratowań, zapewniają nieprzesuwność wszystkich węzłów, to postać utraty stateczności każdego słupa zależy od lokalnych warunków jego podparcia. Każdy słup może być rozpatrywany indywidualnie, według punktu 5.3.2 i Załącznika C normy [6].

W przypadku braku elementów zapewniających nieprzesuwność w ustrojach monolitycznych o węzłach przesuwnych utrata stateczności słupa przestaje mieć charakter lokalny. Model utraty stateczności w sytuacji lokalnych przeciążeń lub defektów materiałowych wynika ze zwiększenia siły w jednym słupie, przy zachowaniu wartości zbliżonych do charakterystycznych w pozostałych słupach.

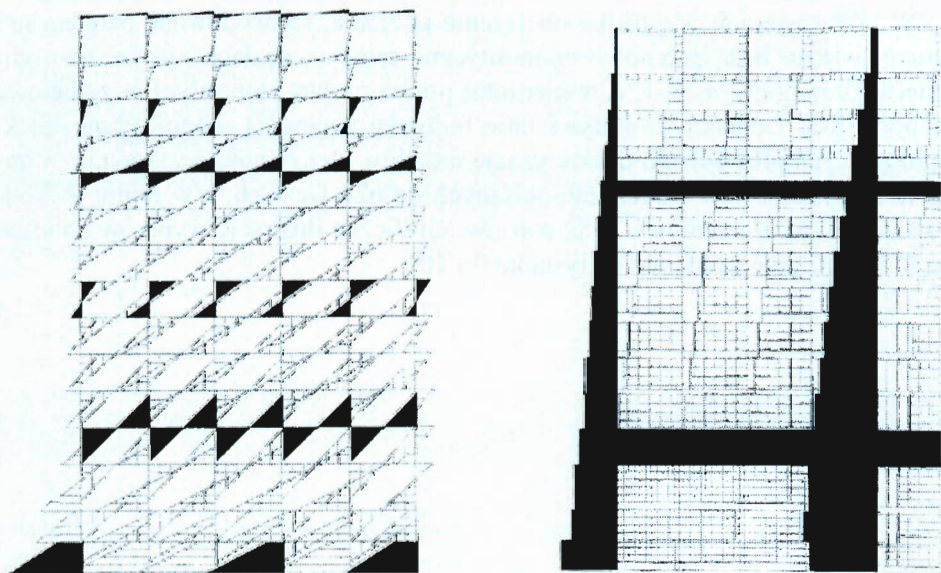


Rys. 8. Schematy obliczeniowe utraty stateczności: a) pojedynczego słupa – teoria I rzędu, b) całego ustroju – teoria II rzędu

W analizowanym przypadku obciążenie poziome, spowodowane parciem lub ssaniem wiatru, będą przenosiły monolityczne ramy o węzłach nieprzesuwnych: w kierunku podłużnym R-1, a w kierunku poprzecznym monolityczne żelbetowe przepony R-2. Dodatkowe usztywnienie budynku zapewnią monolityczne klatki schodowe. Przeprowadzono dyskretyzację układów elementami prętowymi. W ramie R-1 uzyskano 669 elementów opisanych na 626 węzłach, a w ramie R-2 odpowiednio 1165 elementów i 1082 węzłów. Graficzne ilustracje wyników obliczeń ram R-1 i R-2 przedstawiono na rysunku 9 i 10.



Rys. 9. Schemat ramy R-1– obciążenie stałe + wariant I obciążenia zmiennego: a) wykres momentów; b) wykres sił poprzecznych



Rys. 10. Schemat przepony R-2– obciążenie zmienne – obciążenie wiatrem: a) wykres momentów; b) wykres sił poprzecznych

6. Wnioski

Na przełomie wieków pojawiły się nowe techniki i technologie, które umożliwiają realizację coraz wyższych budynków. Pomysły twórców są bardziej śmiałe, a nietypowa konstrukcja obiektów staje się bardziej skomplikowana i odpowiedzialna. Krótki czas realizacji, estetyczna forma, łatwość kształtowania przestrzeni wewnętrznej, szeroka gama możliwych do zastosowania ścian i przegród zewnętrznych stanowią niezaprzeczalne zalety konstrukcji szkieletowych, które stały się konkurencyjne w stosunku do tradycyjnych form polskiego budownictwa. Brak tradycji w realizowaniu obiektów wysokich powinien jednak skłaniać projektantów różnych branż do odpowiedzialnego korzystania z nowoczesnych technologii, zgodnego z wiedzą i sztuką budowlaną oraz obowiązującymi przepisami.

Zagadnienia stateczności przestrzennej należą do tych, które w pierwszej fazie projektowania konstrukcji i technologii jej wznoszenia wymagają przyjęcia daleko idących założeń upraszczających, a które mogą być w pełni zweryfikowane dopiero w fazie końcowej.

Literatura

- [1] **Majewski J.:** *Teraz centra miast*. „Murowany Rynek”, nr 13/2001.
- [2] **Tribillo R., Krentowski J., Szelał R.:** *Aspekty analiz budynków monumentalnych o konstrukcji szkieletowej*. III Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Budownictwo sakralne i monumentalne”, Białystok, 2000.
- [3] **Ospina C.E., Alexander S.D.:** *Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors*. „Journal of Structural Engineering”, No 6/1998.
- [4] **Ajdukiewicz A., Starosolski W.:** *Żelbetowe ustroje płytowo-słupowe*. Arkady, Warszawa, 1981.
- [5] **Listwa dyblowa DEHA.** Deha Ankersysteme GmbH&Co, Gross Gerau.
- [6] **PN-B-03264:1999** *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie*.

SOME PROBLEMS OF FORMING THE FLAT SLAB FLOOR BUILDING CONSTRUCTIONS

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

Key words: flat slab floor, girderless floor, spatial stability, stiffness

