

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

BUDOWNICTWO

Zeszyt 26



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2005

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

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Tadeusz Basiewicz – 22
prof. dr hab. inż. Antoni Biegus – 14, 15
prof. dr hab. inż. Michał Bołtryk – 8, 21, 23
dr hab. inż. Jerzy Hoła, prof. nadzw. PWr – 13
prof. dr hab. inż. Walery Jezierski – 19
prof. dr hab. inż. Stanisław Kamiński – 20
prof. dr hab. inż. Andrzej Łapko – 18
prof. dr hab. inż. Czesław Miedziałowski – 1, 3, 11
dr hab. inż. Jacek Pieczyrak, prof. PŚI – 6
dr inż. Stefan Pyrak – 9, 10
prof. zw. dr hab. inż. Wacław Szcześniak – 4, 5
prof. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski – 12, 24
prof. zw. dr hab. inż. Rościśław Tribiło – 2, 7, 16, 17

Opracowanie redakcyjne:
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2005

ISSN 1730-6752

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

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

Nakład: 100 egz.

Spis treści

<i>Michał Bottryk, Wioleta Rutkowska</i> Mineralizacja trzciny pospolitej	7
<i>Tadeusz Chyży</i> Procesy wewnętrznego wybuchu gazu funkcja odprężania ciśnienia	17
<i>Tadeusz Chyży, Rościszaw Tribiło</i> Efekty badań funkcji wzrostu ciśnienia wybuchu gazu	29
<i>Krzysztof Robert Czech, Bogusław Hościło, Władysław Ryżyński, Piotr Zubrycki</i> Wyznaczanie współczynnika tłumienia materiałowego i zespolonego modułu sprężystości w betonach droбноziarnistych	45
<i>Krzysztof Robert Czech, Władysław Ryżyński, Piotr Zubrycki</i> Numeryczne przetwarzanie danych do wyznaczania parametrów tłumienia materiałowego w betonach droбноziarnistych	63
<i>Katarzyna Dołżyk, Wojciech Gosk, Zenon Szypcio</i> Wpływ wielkości analizowanego obszaru i elementu skończonego na nośność i osiadania ław fundamentowych na piaskach	73
<i>Walery Jezierski, Igor Szarszow</i> Metoda zawodowo-twórczego samorozwoju studentów	85
<i>Marta Kosior – Kazberuk, Małgorzata Lelusz</i> Popiół lotny jako aktywny dodatek do betonu	95
<i>Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościszaw Tribiło</i> Aspekty trwałości powłok kulistych i konstrukcji wsporczych zbiorników gazów przemysłowych	107
<i>Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościszaw Tribiło</i> Identyfikacja i interpretacja procesów zmian termicznych w obiektach budowlanych	119

<i>Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribillo</i> Związki różniczkowe a problemy dystorsji w przekryciach powierzchniowych z materiałów drewnopochodnych	131
<i>Joanna Krętowska, Czesław Miedziałowski, Rościsław Tribillo</i> A New wall and floor slab Finite elements for the description of three dimensional building structures	147
<i>Małgorzata Lelusz, Marta Kosior-Kazberuk</i> Wpływ uziarnienia kruszywa na właściwości betonu decydujące o trwałości konstrukcji	155
<i>Ireneusz Ligocki</i> Badania podatnych połączeń słupa z fundamentem w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych stanowiska i elementów próbnych	169
<i>Ireneusz Ligocki</i> Istota, przebieg i analiza wybranych wyników badań eksperymentalnych podatnych połączeń słupa z fundamentem	187
<i>Czesław Miedziałowski, Marta Kosior – Kazberuk, Mikołaj Malesza</i> Zarysowania stropów w ustrojach płytowo–słupowych	201
<i>Czesław Miedziałowski, Mikołaj Malesza</i> Szkielet drewniany wypełniony lekkim betonem	209
<i>Algimantas Nakas</i> Wkład profesora A. Rozenbluma w teorię żelbetu	221
<i>Vadim Nikitin, Beata Backiel-Brzozowska, Michał Bołtryk</i> Wpływ temperatury wypalania na współczynnik sorpcji wody i parametry struktury porowatości ceramiki	231
<i>Jerzy Obolewicz</i> System zarządzania bezpieczeństwem pracy i ochroną zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych	243
<i>Jerzy Sulewski</i> Epiqr - nowoczesne narzędzie wspierania decyzji dotyczących utrzymania i modernizacji budynków mieszkalnych	261
<i>Mikołaj Syczewski</i> Identyfikacja zawieszonych fragmentów sprężonych podkładów w torowisku	275

Romuald Szeląg, Heliodor Tribiło

Stosowanie wyrobów budowlanych i obrót nimi w systemie krajowym.

Analiza procesów monitoringu 283

Rościsław Tribiło, Adam Walendziuk

Model numeryczny deterioracji na granicy faz w ośrodkach kruchych 297

Michał Bołtryk, Wioleta Rutkowska

Mineralizacja trzciny pospolitej (*Phragmites communis* Trin)

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań własnych nad mineralizacją trzciny przy zastosowaniu różnych środków i preparatów chemicznych. W pierwszej serii badań trzcinę mineralizowano roztworem siarczanu glinu z wodorotlenkiem wapnia, w drugiej pastą bitumiczną z rozpuszczalnikiem organicznym. Określono wpływ mineralizacji trzciny na wybrane właściwości trzcinobetonu: wytrzymałość na ściskanie, gęstość pozorną i nasiąkliwość.

Słowa kluczowe: trzcina pospolita, mineralizacja

Wstęp

Trzcina pospolita (*Phragmites communis*) jest najpopularniejszą w naszym kraju rośliną z terenów podmokłych. Jest rośliną wartościową znajdującą zastosowanie głównie w budownictwie jako materiał posiadający wysokie właściwości termoizolacyjne. Trzcina ma walory ekologiczne. Sadzona jest na poletkach oczyszczalni ścieków jako utylizator zanieczyszczeń chemicznych. Młode rośliny przerabiane są na pasze. Kłaczka wykorzystywane są w lecznictwie. Trzcina zawiera 10,8% składników mineralnych, głównie krzemionki. Zawiera również wosk i saponiny (środki pianotwórcze). Trzcina ma bardzo wysoką odporność na ogień, mróz, wysokie pH i zasolenie. Te wszystkie cechy spowodowały, że już od dawnych czasów, stosowana jest w budownictwie w postaci płyt izolacyjnych, mat trzcinowych pod tynk, do krycia dachów, bądź też jako trzcinobetonowe elementy konstrukcji budynków [1, 2].

Zagadnieniami mineralizacji trzciny, które wypływały z praktycznych potrzeb budownictwa [3], zajmowano się w Polsce w latach sześćdziesiątych. Uważano, że można znaleźć odpowiednie środki i technologię mineralizacji trzciny, mogące zwiększyć jej trwałość, obniżyć higroskopijność i wpłynąć korzystnie na stałość objętości w betonie. W badaniach pominięto natomiast wpływ takich składników jak: celulozy, hemicelulozy, pentozanów, pektyn i wielu innych substancji organicznych na proces hydratacji cementu. Niektóre związki organiczne zawarte w trzinie w środowisku kwaśnym lub zasadowym mogą rozpadać się i przechodzić w cukry proste: heksozy i pentozy. Cukry te, jako związki łatwo rozpuszczalne w wodzie, powodują wytwarzanie hydrofilowych warstw adsorbcyjnych wokół ziaren cementu. Warstwy te zahamowują procesy hydratacji i hydrolizy cząsteczek cementu, szczególnie w początkowym stadium z powodu powstawania znacznych oporów dyfuzyjnych. Innym szkodliwym procesem działania powstałych warstw adsorbcyjnych jest utrata zdolności łączenia się ziaren cementu pod wpływem sił molekularnych i koagulacji. Badania [4] wykazały, że najbardziej podatny na szkodliwe działanie węglowodanów (cukrów) okazał się krzemian trójwapniowy ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$). Jest on głównym składnikiem cementu, określa tempo przyrostu wytrzymałości i wpływa na wczesną wytrzymałość betonu. W związku z powyższym celowe staje się wyłączenie cukrów z trzciny (szczególnie z jej warstw powierzchniowych) a następnie połączenie w związki nieszkodliwe dla procesu hydratacji.

Autorzy rozpoczęli wstępne badania w Politechnice Białostockiej nad zneutralizowaniem szkodliwych związków w trzinie z zastosowaniem między innymi następujących środków chemicznych:

- chlorku wapnia CaCl_2 ,
- siarczanu glinu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ z wodorotlenkiem wapnia $\text{Ca}(\text{OH})_2$,
- siarczanu magnezu MgSO_4 z tlenkiem wapnia CaO ,
- pasty bitumicznej w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym.

Wyżej wymienione mineralizatory wybrano przez analogię do technologii mineralizacji wiórów drzewnych [3, 4]. Mineralizacja pozwala otrzymać cząstki wypełniacza uodpornione na gniciu, o zwiększonej trwałości i mniejszej chłonności wody, lepszej przyczepności do zaczynu cementowego i mniejszej podatności na zmiany objętościowe.

W niniejszym referacie przedstawiono wyniki badań nad mineralizacją trzciny roztworem siarczanu glinu z wodorotlenkiem wapnia oraz pastą bitumiczną z naftą techniczną.

1. Badania własne

W badaniach laboratoryjnych jako wypełniacz (kruszywo roślinne) do betonu zastosowano trzcinę pochodzącą z nadrzecza Biebrzy. Trzcina była ścięta w zimie i przechowywana w pęczkach pod zadaszeniem. Średnia zawartość popiołu w trzcinie wynosi 4,9%, z kolei zawartość krzemionki wynosi średnio 4,6%. Po wysuszeniu trzcinę pocięto na odcinki długości od 0,5 do 2,0 cm (średnio 1,0 cm). Gęstość nasypowa trzciny wysuszonej do stałej masy w temperaturze 60°C wynosi 53,5 kg/m³. Nasiąkliwość trzciny po 10 minutach wynosi 142%, natomiast nasiąkliwość maksymalna po 48 godzinach wynosi 194%.

Jako spoiwa do wytworzenia trzcinobetonu użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5R o właściwościach fizykochemicznych podanych w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry fizykochemiczne stosowanego cementu

Parametr	Średnie wartości
CaO (%)	63,89
SiO ₂ (%)	21,70
Fe ₂ O ₃ (%)	2,35
Al ₂ O ₃ (%)	4,91
MgO (%)	2,50
SO ₃ (%)	3,14
Na ₂ O _{eq} (%)	0,89
Pozostałość nierozpuszczalna (%)	1,00
Straty prażenia (%)	1,38
Wytrzymałość na ściskanie (MPa):	
po 2 dniach	23,8
Po 28 dniach	45,3
Początek wiązania (min)	133
Koniec wiązania (min)	195
Powierzchnia właściwa (cm ² /g)	3264

Skład mieszanki trzcinobetonowej zaprojektowano na podstawie trójkąta do orientacyjnego określania składu 1 m³ wiórobetonu [5] przy założeniu stałej konsystencji w poszczególnych zarobach (6 cm stożka opadowego). Ostatecznie badania laboratoryjne przeprowadzono na trzcinobetonach o składzie: cement – 382 kg/m³; trzcina – 130,5 kg/m³; woda – 356 dm³/m³.

W celu zneutralizowania szkodliwych związków organicznych zawartych w trzcinie oraz stabilizacji cech fizykochemicznych pociętej trzciny zastosowano mineralizację. Badania przeprowadzono w dwóch seriach. W każdej serii skład mieszanki trzcinobetonowej był jednakowy. Różny był rodzaj i różna ilość zastosowanego środka mineralizującego trzcinę (tabela 2). W pierwszej serii badań zastosowano 4% roztwór siarczanu glinu, łącznie z wapnem hydratyzowanym, a w drugiej serii pastę bitumiczną, rozcieńczoną naftą przemysłową.

Tabela 2. Rodzaje i ilości mineralizatorów

I seria badań			II seria badań		
Receptura	%, (do masy trzciny)		Receptura	%, (do masy trzciny)	Stosunek pasta : nafta
	Al ₂ (SO ₄) ₃	Ca(OH) ₂		Pasta bitumiczna + nafta	
	Stosunek 1 : 2				
I.1	3	6	II.1	20	3 : 1
I.2	6	12	II.2	40	3 : 1
I.3	9	18	II.3	40	2 : 1

Podczas wytwarzania betonu trzcinowego obowiązywała ścisła zasada przestrzegania kolejności dozowania poszczególnych składników. W pierwszej serii badań była ona następująca: trzcina – roztwór środka mineralizującego (siarczan glinu rozpuszczony w części wody zarobowej) – mleko wapienne (wapno hydratyzowane rozpuszczone w drugiej części wody zarobowej) – cement. Kolejność ta wynika z konieczności nasycenia trzciny środkiem mineralizującym. Dalej następowało zubożenie jej (ze względu na kwaśny odczyn roztworu siarczanu glinu: pH 3-5) i uplastycznienie wapnem, po czym pokrycie powierzchni cząstek trzciny spoiwem cementowym.

Zalaną roztworem mineralizatora trzcinę starannie mieszano, aby wszystkie cząstki zostały przesycone roztworem mineralizatora. Długość okresu mieszania trzciny z roztworem siarczanu glinu nie przekraczała zwykle 5 minut. Przedłużony okres mieszania (nawet do 15 minut) umożliwia lepsze przesylenie trzciny roztworem mineralizatora. Następnym dozowanym składnikiem było mleko wapienne. Po wlaniu mleka wapiennego czas mieszania wynosił około 5 minut, co całkowicie wystarczało, aby składniki dokładnie się wymieszały. Po wsypaniu następnego z kolei składnika – cementu czas mieszania ograniczono wyłącznie do okresu niezbędnego do dokładnego wymieszania składników (około 3 minuty), sprawdzając jednocześnie jakość konsystencji zarobu. Zbędne przedłużenie okresu mieszania

składników (po zasypaniu cementem) powoduje napowietrzenie mieszanki. Pewnego rodzaju poprawę takiego stanu daje krótkie, bo 15-25 minutowe pozostawienie w spokoju mieszanki przed użyciem jej do formowania próbek.

Konsystencję mieszanki trzcinobetonowej sprawdzano dodatkowo ściskając mieszankę w dłoni. Gdy przy ściskaniu mieszanki nie spływały krople roztworu spoiwa, a na rękę pozostawała uformowana grudka i powierzchnia dłoni była wilgotna, oznaczało to, że uzyskano prawidłową konsystencję (wilgotnej ziemi), przydatną do formowania próbek. Przy mieszaniu zbyt suchej, niepozwalającej na formowanie przez zaciśnięcie dłoni grudki, stosowano odpowiedni dodatek wody zarobowej. Należy zwrócić baczną uwagę, aby nie przedawkować dodatku wody, gdyż jej nadmiar wpływa ujemnie na wytrzymałość.

W drugiej serii badań trzcinę mineralizowano pastą bitumiczną. Pasta bitumiczna jest roztworem asfaltu przemysłowego w wysokowrzącym rozpuszczalniku organicznym – nafcie technicznej z dodatkami. Pasta ma konsystencję gęstego miodu. Z tego względu pastę dodatkowo rozcieńczano naftą w stosunkach 3:1 i 2:1 (tabela 2). Trzcinę z roztworem pasty mieszano przez 10 minut, a następnie pozostawiono na 48 godzin w warunkach powietrzno-suchych. Gdy trzcina wyschła i nie barwiła rąk, mieszano ją z zaczynem cementowym przez 3 minuty.

Próbki trzcinobetonu wykonano w sześciennych formach stalowych 10x10x10 cm z nadstawkami. Zagęszczanie mieszanki wykonywano ręcznie przy użyciu ubijaka, 15 uderzeń ubijaka na powierzchnię próbki z wysokości 10 cm. Górną powierzchnię próbek wyrównywano zaprawą cementową o grubości 0,5 cm. Ze względu na występowanie zjawiska tzw. odprężania, próbki rozformowano po upływie 24 godzin. Przechowywano je w warunkach powietrzno-suchych, tj. w temperaturze $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ i wilgotności względnej powietrza 50-60%.

Po 28 dniach dojrzewania trzcinobetonu przeprowadzono badanie laboratoryjne wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości pozornej i nasiąkliwości.

Badania przeprowadzono na próbkach trzcinobetonu o zróżnicowanej mineralizacji trzciny, według sześciu receptur podanych w tabeli 2. Z każdej receptury wykonano 9 próbek trzcinobetonowych. Na 6 próbkach przeprowadzono badania wytrzymałościowe, na 3 kolejnych oznaczono gęstość pozorną i nasiąkliwość. W celu określenia wpływu mineralizacji trzciny na właściwości trzcinobetonu wykonano również 6 próbek kontrolnych („0”), bez wcześniejszej mineralizacji trzciny i na nich przeprowadzono badania wytrzymałościowe.

Wytrzymałość trzcinobetonu na ściskanie oznaczono zgodnie z PN-EN 12390-3:2002 [6]. Za wynik badania przyjęto największe obciążenie przeniesione przez próbkę w czasie próby ściskania. Obliczenie wytrzymałości na ściskanie badanej próbki wykonano wg wzoru:

$$f_{c,cube} = \omega \cdot \frac{F}{A_c} \cdot 10 ; \text{MPa}$$

gdzie:

F – maksymalne obciążenie przy zniszczeniu, [kN],

A_c – pole przekroju poprzecznego, na które działa siła ściskająca, obliczane na podstawie pomiarów próbki, [cm²],

ω – współczynnik przeliczeniowy ze względu na wymiary próbki (0,9).

Wytrzymałość określono jako średnią z sześciu pomiarów.

Gęstość pozorną trzcinobetonu określono wg PN-EN 12390-7:2001 [7] po wysuszeniu próbek do stałej masy w temperaturze 105±5°C, obliczeniu objętości próbki na podstawie pomiarów próbki z dokładnością do 1 mm i zważeniu z dokładnością do 0,1% masy próbki. Gęstość pozorną w stanie suchym obliczono wg wzoru:

$$\rho_o = \frac{m_o}{V} \cdot 1000, \text{ kg/m}^3$$

gdzie:

m_o – masa próbki w stanie suchym, [kg],

V – objętość próbki, [m³].

Gęstość trzcinobetonu określano jako średnią z trzech wyników pomiarów.

Badanie nasiąkliwości próbek trzcinobetonowych przeprowadzono wg PN-88/B-06250 [8]. Próbki umieszczano w wannie i zalewano do połowy wysokości wodą o temperaturze 18±2°C. Po 24 godzinach dolano wodę do poziomu o 10 mm wyższego od wysokości próbki i utrzymywano ten poziom do końca nasycania. Co 24 godziny próbki wyjmowano z wody i po dokładnym wytarciu powierzchni ważono z dokładnością do 0,1%. Czynność nasycania powtarzano do uzyskania stałej masy. Nasyczone całkowicie próbki umieszczano w suszarce o temperaturze 105±5°C i suszono do stałej masy. Nasiąkliwość trzcinobetonu obliczono wg wzoru:

$$n_w = \frac{G_2 - G_1}{G_1} \cdot 100 ; \%$$

gdzie:

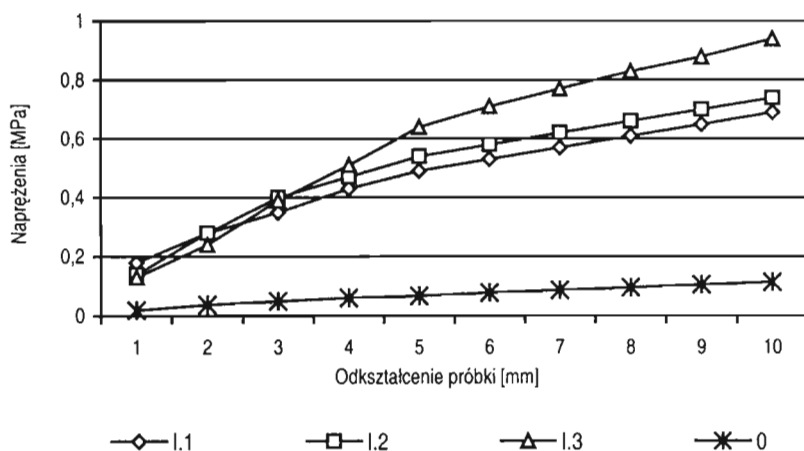
G_1 – średnia masa próbek suchych, [kg],

G_2 – średnia masa próbek nasyconych wodą, [kg].

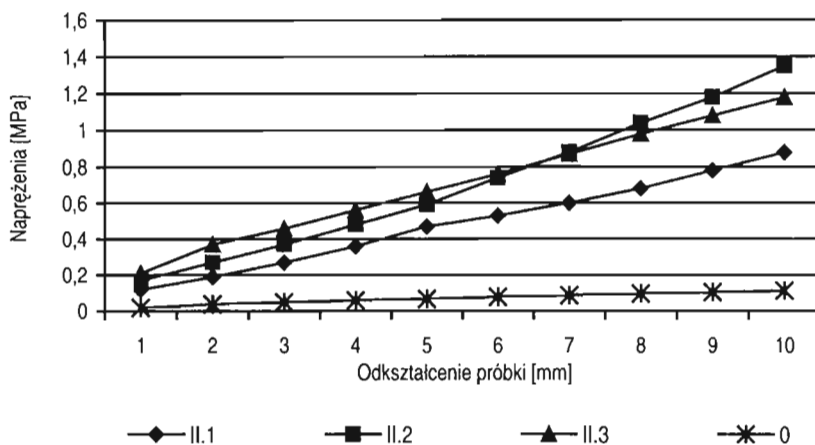
Nasiąkliwość określono jako średnią z wyników badania trzech próbek.

2. Analiza wyników badań

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych z trzcina mineralizowaną roztworem siarczanu glinu przedstawiono na rys. 1, a mineralizowaną roztworem pasty bitumicznej na rys. 2.



Rys. 1. Wytrzymałość trzcinobetonu z trzcina mineralizowaną siarczanem glinu na ściskanie – w zależności od wartości odkształcenia próbki



Rys. 2. Wytrzymałość trzcinobetonu z trzcina mineralizowaną pastą bitumiczną na ściskanie – w zależności od wartości odkształcenia próbki

Przeprowadzone badania wytrzymałościowe nad trzcinobetonem, przy stosowanej technologii zagęszczania, wykazały, że najskuteczniejszym mineralizatorem jest roztwór pasty bitumicznej (rys. 2). Największą wytrzymałość na ściskanie wykazał trzcinobeton z trzciną mineralizowaną roztworem pasty bitumicznej (40% w stosunku do masy trzciny) przy stosunku pasty do nafty równym 3 : 1 (receptura II.1) Wytrzymałość na ściskanie wyniosła średnio 1,35 MPa i była 12-krotnie wyższa od wytrzymałości trzcinobetonu bez mineralizacji wypełniacza (receptura 0).

Mineralizacja trzciny roztworem siarczanu glinu spowodowała ponad 8-krotny przyrost wytrzymałości na ściskanie trzcinobetonu w stosunku do próbek kontrolnych („0”). Najskuteczniejsza okazała się mineralizacja z zastosowaniem $Al_2(SO_4)_3$ w ilości 9% i $Ca(OH)_2$ 18 % w stosunku do masy trzciny (rys. 1: I.3).

Wyniki badań gęstości pozornej i nasiąkliwości próbek betonowych z trzciną mineralizowaną siarczanem glinu oraz pastą bitumiczną przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki badania gęstości pozornej i nasiąkliwości trzcinobetonu

Receptura	Gęstość pozorna kg/m ³		Nasiąkliwość %	
	ρ_n	$\overline{\rho_n}$	n_w	$\overline{n_w}$
I.1	742	763	34,96	31,96
	777		29,94	
	767		30,97	
I.2	756	744	30,47	31,44
	701		30,69	
	776		33,15	
I.3	719	735	32,44	33,09
	745		34,50	
	742		32,32	
II.1	573	563	40,59	41,58
	542		45,09	
	574		39,07	
II.2	635	623	40,08	39,95
	630		39,26	
	605		40,51	
II.3	584	588	38,69	39,37
	584		39,15	
	596		40,51	

Badanie gęstości pozornej trzcinobetonu, przy stosowanej technologii zagęszczania, wykazało, że największą gęstość pozorną mają próbki z trzcina mineralizowaną siarczanem glinu i wodorotlenkiem wapnia odpowiednio: 3% i 6% w stosunku do masy trzciny. Średnia gęstość pozorna trzcinobetonu wynosi w tym wypadku 763 kg/dm^3 . Najmniejszą gęstość objętościową wykazały próbki z trzcina mineralizowaną roztworem pasty bitumicznej i nafty w stosunku 3:1 i przy 40% zawartości roztworu pasty do masy trzciny. Średnia gęstość pozorna tych próbek wynosi 563 kg/m^3 . Taka różnica w gęstości pozornej próbek świadczy o tym, że siarczan glinu i wodorotlenek wapnia charakteryzują się nie tylko właściwościami mineralizacyjnymi, ale także dobrymi właściwościami uplastyczniającymi. Trzeba wziąć jednak pod uwagę nieidentyczny stopień zagęszczenia ze względu na ręczne ubijanie mieszanki trzcinobetonowej.

Analiza wyników badań (tabela 3) wykazała, że nasiąkliwość trzcinobetonu, wynosi w zależności od sposobu mineralizacji wypełniacza, od 31,44% do 41,58%. Najmniejszą nasiąkliwość trzcinobetonu uzyskuje się przy zastosowaniu mineralizatora w postaci siarczanu glinu (I.1, I.2 i I.3). Potwierdzono tym samym skuteczność działania siarczanu glinu zarówno przy mineralizacji, jak i przy obniżaniu nasiąkliwości i higroskopijności wypełniacza drzewnego, czy też trzciny pospolitej.

Wnioski

1. Przeprowadzone badania wstępne w zakresie mineralizacji trzciny pospolitej pozwalają stwierdzić, że celowe jest stosowanie środków chemicznych typu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ i organicznych w postaci pasty bitumicznej w wysokowrzącym rozpuszczalniku.
2. Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić:
 - Wytrzymałość na ściskanie trzcinobetonu po 28 dniach dojrzewania z wypełniaczem mineralizowanym siarczanem glinu lub pastą bitumiczną wzrasta średnio 6÷12 razy w stosunku do wytrzymałości trzcinobetonu z wypełniaczem bez mineralizacji,
 - Gęstość pozorna trzcinobetonu, w zależności od rodzaju i ilości mineralizatora, wynosi od 500 do 800 kg/m^3 ,
 - Nasiąkliwość trzcinobetonu wynosi od 30 do 40%,
 - Wytrzymałość na ściskanie kształtowała się w granicach 0,70 do 1,35 MP, w zależności od rodzaju mineralizatora.
3. W dalszych badaniach należy opracować metodę projektowania składu trzcinobetonu, zoptymalizować długość wypełniacza oraz opracować metodę mecha-

nicznego zagęszczania mieszanki trzcinobetonowej. Należy również zgodnie z doświadczeniami zagranicznymi stosować cementy portlandzkie klasy 42,5 [9].

Literatura

- [1] Beck A., Schab H., Drach V., Höhn H., Fricke J., *Wärmeleitfähigkeit von leichtbetonbauteilen aus Miscanthus*, 3. Int. Miscanthus-Tagung. Bonn, 02-03 März 2004.
- [2] Prochaska W., *Trzcinobetonowa budowa doświadczalna w Oliwie*, Prace Instytutu Techniki Budowlanej, Nr 39, PWT, Warszawa, 1951.
- [3] Rozmej Z., *Badania nad możliwością mineralizacji trzciny*, Prace Instytutu Techniki Budowlanej, Nr 52, PWT, Warszawa, 1952.
- [4] Bołtryk M., Abdulla T., Lelusz M., *Optymalizacja składu wiórobetonu w aspekcie zmniejszenia zużycia cementu*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo, Zeszyt 10, 1991.
- [5] Dawdo Cz., *Wiórobeton w budownictwie*, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 1994.
- [6] PN-EN 12390-3:2002 Badanie betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [7] PN-EN 12390-7:2001 Badanie betonu. Część 7: Gęstość betonu.
- [8] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- [9] Höhn H., *Metod for producing concrete or mortar using a vegetal aggregate*, Unitet States Patent Application. Application Number 90627, August 9, 2000.

Mineralization of common reed (*Phragmites communis Trin*)

Summary: The results of the investigation upon mineralization of common reed using different chemical agents and preparations are presented in this paper. In the first run reed was mineralized by the solution of aluminum sulfate and calcium hydroxide, in the second run by bituminous paste with organic dissolvent. The influence of reed mineralization upon chosen reed concrete properties: compressive strength, density and absorbability was evaluated.

Key words: common reed, mineralization, reed concrete

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/1/05.

Tadeusz Chyży

Procesy wewnętrznego wybuchu gazu Funkcja odprężania ciśnienia

Streszczenie: W pracy zaprezentowano oryginalny analityczny model opisujący fazę odprężania ciśnienia wybuchu gazu. Model jest rozwinięciem koncepcji analizy wybuchu niewentylowanego i razem stanowią oryginalną funkcję opisującą całościowo zjawisko wewnętrznego wybuchu gazu w pomieszczeniach mieszkalnych. Funkcję opracowano w celu uproszczenia opisu zjawiska wybuchu przy zachowaniu jego parametrów zmienności czasowej. Funkcję określono mianem SVEF – *Simplified Vented Explosion Function*.

Słowa kluczowe: gaz, eksplozja, wybuch, deflagracja, budynek

Wstęp

Paliwa gazowe stanowią korzystną alternatywę medium energetycznego w zastosowaniach domowych. Użytkowanie paliw gazowych w gospodarstwie domowym jest uzasadnione ekonomicznie. Jednakże stosowanie gazu jako paliwa obarczone jest ryzykiem wybuchu przy jego niewłaściwym użytkowaniu. Siła wybuchu w niektórych przypadkach może być na tyle duża, by spowodować destrukcję części lub nawet całego budynku [2, 8, 19].

Zagrożenie wybuchem gazu można zminimalizować poprzez zastosowanie środków technicznych, takich jak detektory gazu, lecz nie można całkowicie wyeliminować ze względu na udział czynnika ludzkiego [14]. Dlatego istotne jest poznanie mechanizmów zniszczenia budynków, implikujące w konsekwencji zasady projektowania budynków, w których zakres destrukcji byłby ograniczany przez reakcję ustrojów wtórnych. W tym celu analizuje się zaistniałe przypadki katastrof,

realizuje się eksperymenty badawcze oraz poddaje się procesom globalnej analizy funkcjonalne modele komputerowe.

Zastosowanie metod komputerowych wymaga analitycznego opisu zjawiska wybuchu, które można zdefiniować poprzez sformułowanie równań równowagi, równań opisujących przemiany gazowe oraz warunków brzegowych, charakteryzujących fizyczną interpretację przestrzeni wybuchu [17, 23, 24]. W wyniku takiej koncepcji analizy powstaje złożony model, którego rozwiązanie w przestrzeni trójwymiarowej 3-D nie jest efektywne numerycznie.

Dlatego autor zamierzył opracować taką funkcję, która uprościłaby opis zjawiska wybuchu, zachowując jednocześnie jego podstawowe parametry: maksymalne ciśnienie zredukowane oraz charakterystykę czasową zmienności ciśnienia wybuchu. Efekt uzyskano przez połączenie rozwiązań teoretycznych i empirycznych [1, 2, 15, 22], a opracowaną i publikowaną funkcję wybuchu określono skrótem SVEF – *Simplified Vented Explosion Function*.

1. Definicja i założenia funkcji w fazie odprężania

Effekt redukcji ciśnienia wybuchu powstaje w wyniku zmian powierzchni odprężających, które w interpretacji fizycznej są wentylami [6, 7]. W wyniku działania odprężającego wentyla następuje wypływ mieszanki niespalonej a także produktów spalania z przestrzeni wybuchu, co redukuje ciśnienie maksymalne do poziomu maksymalnego ciśnienia wybuchu wentylowanego P_{red} . Przyjęto założenie, że funkcja wybuchu, opisana równaniami, (2) i (3), modyfikowana jest poprzez funkcję opisującą wentyl f_{vent} , zatem równanie przyjmuje formę:

$$P(t) = P_o + \bar{P}(t) \cdot f_{vent}, \quad (1)$$

gdzie funkcja $\bar{P}(t)$ [9] opisana jest wzorem:

$$\bar{P}_i(t) = \bar{P}_{i-1} + \Delta \bar{P}_i = \bar{P}_{i-1} + \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot P_{max}^{at} \cdot \left[\sin \left(C_{dPi} \frac{2 \cdot \chi \cdot \eta \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t_i - \frac{\pi}{2} \right) - \sin \left(C_{dPi} \frac{2 \cdot \chi \cdot \eta \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t_{i-1} - \frac{\pi}{2} \right) \right], \quad (2)$$

w którym

$$C_{dPi} = \left(K_d - L_{min}^{max} / \sqrt[3]{\frac{K_g}{K_{metan}}} \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{4} + L_{min}^{max} \right) + \left(\frac{3}{4} - L_{min}^{max} \right) \sqrt{\frac{\bar{P}_{i-1}}{\frac{1}{4} P_{max}^{at}}} \right]. \quad (3)$$

Określając symulacyjną funkcję modyfikatora f_{vent} przyjęto następujące założenia:

- w czasie trwania procesu spalania średnie wartości parametrów gazu są niezmienne,
- funkcja wybuchu wentylowanego jest jednopikowa, co oznacza, że nie generuje kolejnych pików ciśnienia.

Modyfikator f_{vent} określa ubytek masy gazu i produktów spalania, tak że:

$$f_{vent} = 1 - \frac{\Delta m_v}{m}, \quad (4)$$

gdzie

m_v – ubytek masy gazu lub mieszanki i produktów spalania, jako efekt działania wentyla,

m – masa mieszanki pozostałej w przestrzeni wybuchu, reaktywnej w procesie spalania.

Ubytek masy w kryterium przyrostowym zdefiniowano równaniem wypływu przez kryżę, i tak dla wypływu podkrytycznego, dany jest wzorem

$$\Delta m_{vi} = C_d \cdot A_v \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \kappa \cdot (P_{i-1} - P_{at}) \cdot \bar{p} \left(\frac{P_{at}}{P_{i-1}} \right)^{\frac{2}{\kappa}}}{\kappa - 1} \left[1 - \left(\frac{P_{at}}{P_{i-1}} \right)^{\frac{\kappa - 1}{\kappa}} \right]}, \quad (5)$$

$$\cdot (t_i - t_{i-1}) + \Delta m_{vi-1}$$

a dla wypływu krytycznego

$$\Delta m_{vi} = C_d \cdot A_v \cdot \sqrt{\kappa \cdot (P_{i-1} - P_{at}) \cdot \bar{p} \cdot \left(\frac{2}{\kappa + 1} \right)^{\frac{\kappa + 1}{\kappa}}}. \quad (6)$$

$$\cdot (t_i - t_{i-1}) + \Delta m_{vi-1}$$

Warunki wypływu krytycznego występują, gdy:

$$\frac{P_{at}}{P} \leq \left(\frac{P_{at}}{P} \right)_{kryt} = \left(\frac{2}{\kappa + 1} \right)^{\frac{\kappa}{\kappa - 1}}. \quad (7)$$

Masa mieszanki pozostałej w przestrzeni wybuchu

$$m_i = m_{i-1} - (\Delta m_{v i} - \Delta m_{v i-1}), \quad (8)$$

zatem modyfikator uzyskuje postać

$$f_{vent} = 1 - \frac{\Delta m_{v i}}{m_i} \quad (9)$$

a równanie (1):

$$P_i = P_o + \bar{P}_i \cdot \left(1 - \frac{\Delta m_{v i}}{m_i} \right) \quad (10)$$

We wzorach (1÷10) wykorzystano następujące oznaczenia:

C_d – współczynnik wypływu – przyjęto stałą wartość równą 1.0,

A_v – całkowita powierzchnia wentyla,

$\bar{\rho}$ – średnia wartość gęstości wypływającego przez wentyl medium,

$$\bar{\rho}_i = \rho_o'' \cdot \kappa_u \sqrt{\frac{P_{i-1}}{P_o}} \cdot \left(\frac{\zeta + \frac{\rho_b}{\rho_u}}{\zeta + 1} \right) \quad (11)$$

ρ_o'' – gęstość mieszanki przed zapłonem,

ρ_u – gęstość gazu niespalonego,

ρ_b – gęstość produktów spalania,

κ – wykładnik izentropy równy odpowiednio:

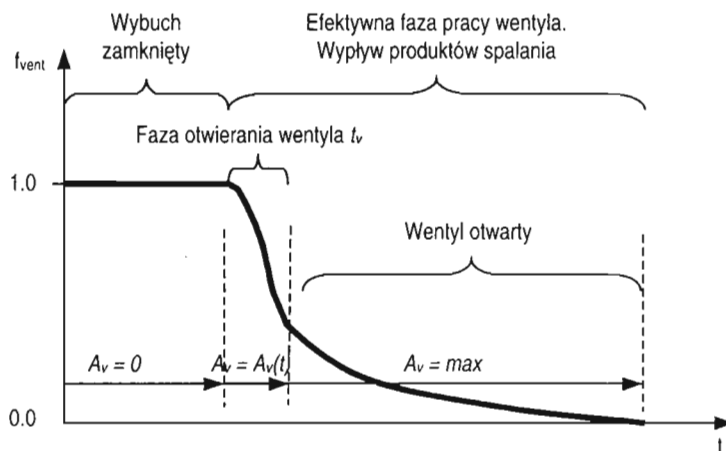
5/3 – gazy jednoatomowe,

7/5 – gazy dwuatomowe,

4/3 – gazy wieloatomowe.

$\zeta = V_u/V_b$ – stosunek objętości mieszanki niespalonej do objętości produktów spalania w spalinach wypływających przez wentyl.

Charakterystykę funkcji modyfikatora $f_{vent}(t)$ pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Przykładowa charakterystyka modyfikatora $f_{vent}(t)$

Poprawność funkcji fazy odpężania ciśnienia wybuchu zweryfikowano poprzez porównanie generowanego maksymalnego ciśnienia wybuchu wentylowanego z obliczeniami wykonanymi na podstawie wyrażen półempirycznych, głównie równaniem Rasbasha [20], oraz z wynikami uzyskanymi z analizy rzeczywistych wybuchów w pomieszczeniach mieszkalnych.

W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczeń maksymalnego ciśnienia wybuchu wentylowanego metodą SVEF (wykorzystano rzeczywisty przypadek wybuchu opisany przez autora w pracy [14]), przy następujących parametrach:

- gaz ziemny metanowy, stężenie 9.5 %,
- $P_v = 6.0$ kPa – ciśnienie otwarcia wentyla,
- $K = 1.735 \times 2.50 / 1.95 \approx 2.23$ – współczynnik wentylowania,
- $A_v = 1.95$ m²,
- $w = 7.2$ kg/m² – bezwładność otwarcia wentyla,
- $S_u = 0.42$ m/s – prędkość spalania,
- $V = 14$ m³ – objętość strefy wybuchu, przy wymiarach $1.735 \times 2.50 \times 3.30$ m,
- $L_{max}/L_{min} = 1.902$,
- $\zeta = 0.125$ – stały w całym procesie,
- $\kappa = 1.4$,
- $\rho_o'' = 1.23$ kg/m³,
- $P_{at} = 101.3$ kPa, $P_o = 101.3$ kPa, $\eta = 1$, $\lambda = 1$,
- χ – wsp. turbulizacji (stały w całym procesie).

W pracy [16] zaprezentowano analizy dotyczące wybuchu w budynku Ronan Point, w pomieszczeniu, zwanym kuchnią. Przykład wykorzystano do weryfikacji publikowanej funkcji SVEF. W tabeli 2 zestawiono wyniki obliczeń maksymalnego ciśnienia wybuchu wentylowanego metodą SVEF, przy następujących parametrach:

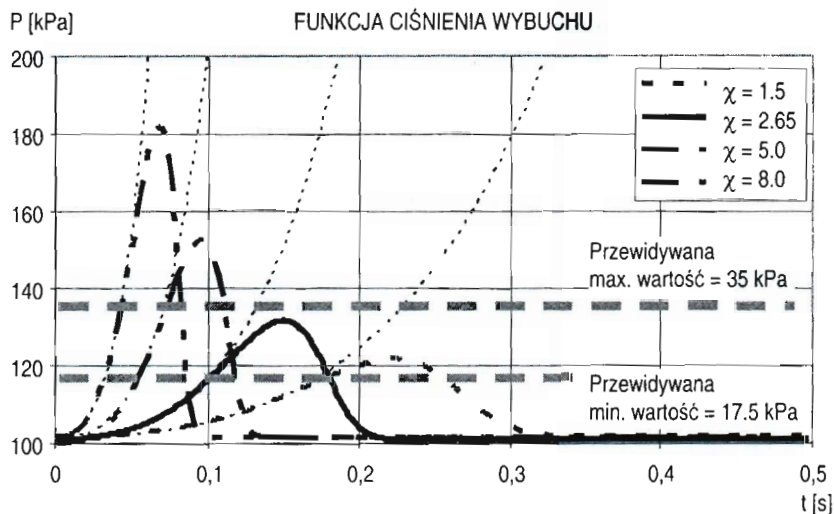
- gaz – propan, stężenie 4 %,
- $P_v = 7.0$ kPa – ciśnienie otwarcia wentyla,
- $K = 2.40 \times 3.30 / 4.25 \approx 1.86$ – współczynnik wentylowania,
- $A_v = 4.25$ m²,
- $w = 14.96$ kg/m² – bezwładność otwarcia wentyla, o masie równej 63.6 kg,
- $S_u = 0.45$ m/s – prędkość spalania,
- $V = 29.4$ m³ – objętość strefy wybuchu, przy wymiarach kuchni 3.70x2.40x3.30 m,
- $L_{max}/L_{min} = 1.54$,
- $\zeta = 0.125$ – stały w całym procesie,
- $\kappa = 1.4$,
- $\rho_o^u = 1.3216$ kg/m³,
- $P_{at} = 101.3$ kPa, $P_o = 101.3$ kPa, $\eta = 1$, $\lambda = 1$,
- χ – wsp. turbulizacji równy (stały w całym procesie).

Tabela 2. Parametry wybuchu wentylowanego

Wyrażenie		Współczynnik turbulizacji			
		$\chi = 1.5$	$\chi = 2.65$	$\chi = 5.0$	$\chi = 8.0$
Rasbash [20]	[kPa]	20.75	28.61	44.66	65.16
Rasbash [21]	[kPa]	16.74	24.21	39.48	58.96
Cubbage i Marshall [10]	[kPa]	17.02	38.28	118.4	292.1
Cubbage i Simmonds [11]	[kPa]	3.23*	5.71*	10.77*	17.24*
		7.28*	12.86*	24.27*	38.83*
Przewidywana wartość ciśnienia wybuchu	[kPa]	17.5 + 35			
Metoda SVEF P_{red}	[kPa]	19,8732	30,478	52,553	80,6632
Metoda SVEF dP/dt_{max}	[kPa/s]	174,851	391,995	1101,62	2428,82

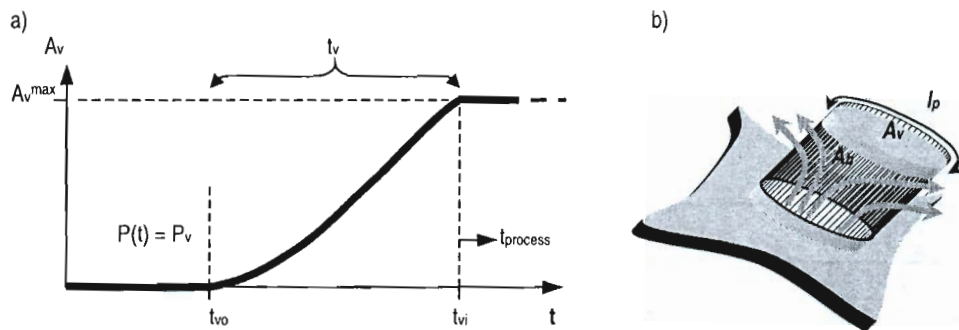
* odpowiednio pierwszy i drugi pik ciśnienia

Charakterystyki zmienności funkcji wybuchu, których wartości maksymalne ciśnienia zestawiono w tabeli 5, przy różnych współczynnikach turbulizacji, pokazano na rys. 3. Współczynniki turbulizacji są stałe w całym procesie.



Rys. 3. Funkcje wybuchu generowane metodą SVEF, przy różnych współczynnikach turbulizacji

Bezładność w powierzchni odprężającej opisano modelem wentyla punktowego, gdzie aktualna powierzchnia wentyla jest funkcją czasu zależną od ruchu jego masy, jak pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Wentyl punktowy: a) charakterystyka analityczna, b) interpretacja graficzna

Otwieranie się wentyla – przyrost powierzchni odprężającej – opisano wzorem

$$\Delta A_{vi} = l_p \cdot \frac{P_{i-1}}{2 \cdot w} \cdot (t_i - t_v)^2. \quad (12)$$

Wentyl o przekroju kołowym opisany jest wyrażeniem

$$\Delta A_{vi} = \sqrt{\pi \cdot A_v^{Full}} \cdot \frac{P_{i-1}}{w} \cdot (t_i - t_v)^2. \quad (13)$$

Zakończenie

Prezentowane oryginalne koncepcje symulacji zmian funkcji ciśnienia wykorzystano i uzasadniono, przyjmując różne wartości współczynnika turbulizacji χ . Potwierdzono, że turbulencja ma istotny wpływ na prędkość spalania [4, 5, 12], a tym samym na dynamiczność procesu dP/dt oraz wartości maksymalnego ciśnienia zredukowanego P_{red} . Przyrost prędkości spalania wynika z efektu pofałdowania frontu płomienia i przyrostu powierzchni. Prędkość spalania masy mieszanki wzrasta w porównaniu z analogiczną prędkością spalania laminarnego [3, 13]. Wartość stałej gazowej K_g wzrasta nawet kilkakrotnie w stosunku do stanu bez turbulencji. Zgodnie z prawem sześciennym, gradient przyrostu ciśnienia jest wprost proporcjonalny do stałej gazowej K_g . W rzeczywistych wybuchach, zlokalizowanych w pomieszczeniach mieszkalnych, turbulencję można określić jako współczynnik zwiększający prędkość spalania $\chi \cdot S_u$, co potwierdzają wyniki badań zawarte w pracy [20]. W pracy sugeruje się zastosowanie współczynnika $\chi = 1.5$ dla pomieszczeń dużych umeblowanych. Gdy wybuch propaguje się przez otwarte drzwi oraz przestrzeń pomieszczenia jest dodatkowo zabudowana $\chi = 5.0$, w wypadku turbulizacji gazu przed wybuchem $\chi = 8.0$. Na podstawie kilkunastu analiz wybuchów i wyników eksperymentów [18] średni współczynnik turbulizacji może być z dostateczną dla praktyki dokładnością określony liczbą $\chi = 2.65$.

Potwierdzają to wyniki testów, zamieszczone w tabelach 4 i 5 oraz na rys. 13 i 14. Zarówno charakterystyka funkcji jak i zredukowane ciśnienie maksymalne odpowiadają rzeczywistym wartościom, uzyskanym na podstawie analizy skutków wybuchu.

Prezentowana przez autora funkcja, ze współczynnikiem turbulizacji $\chi = 2.65$, prawidłowo opisuje charakterystykę zmienności funkcji wybuchu. Maksymalne ciśnienie zredukowane zawiera się w górnej strefie ustalonego zakresu przewidywanych ciśnień.

Funkcja może być stosowana do dynamicznych analiz symulacyjnych modeli budynków w schematach trójwymiarowych 3-D.

Literatura

- [1] Bartknecht W.: *Explosions, Course, Prevention, Protection*, Springer-Verlag, New York 1981.
- [2] Bjerketvedt D., Bakke J.R., Wingerden K.: *Gas explosion handbook*, version 1.2, Bergen 1993.
- [3] Bosschaart K.J., Goeij L.P.H.: *The laminar burning velocity of flames propagating in mixtures of hydrocarbons and air measured with the heat flux method*, Combustion and Flame, 136, pp. 261-269, 2003
- [4] Bradley D., Haq M.Z., Hicks R.A., Kitagawa T., Lawes M., Sheppard C.G.W., Woolley R.: *Turbulent burning velocity, burned gas distribution, and associated flame surface definition*, Combustion and Flame 133, pp. 415-430, 2003.
- [5] Chen J.H., Echekei T., Kollmann W.: *The Mechanism of Two-Dimensional Pocket Formation in Lean Premixed Methane-Air Flames with Implications to Turbulent Combustion*, Combustion and Flame 116:15-48, 1999.
- [6] Chyży T., Cholewicki A.: *Rola okien w odprężaniu ciśnienia wybuchu*, Materiały Budowlane Nr 7/2000, s. 54-57.
- [7] Chyży T.: *Zjawisko odprężenia ciśnienia wewnętrznego wybuchu gazu w budynkach – wentyle naturalne*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 22, 2002, s. 35-46.
- [8] Chyży T., Tribiło R.: *O zniszczeniach elementów budowlanych podczas wewnętrznego wybuchu gazu*, Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2003, s. 686-687.
- [9] Chyży T., Tribiło R.: *Funkcja wewnętrznego wybuchu gazu. Faza narastania ciśnienia*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 26/2005 (w druku).
- [10] Cabbage P.A., Marshall M.R.: *Pressures generated by explosions of gas-air mixtures in vented enclosures*, Institution of Gas Engineers, Communication, 1973, 926.
- [11] Cabbage P.A., Simmonds W.L.: *An investigation of explosions reliefs for industrial drying ovens*, Gas Council Research Communications, GC 23, 1955, GC 43, 1957.
- [12] Dobashi R.: *Experimental study on gas explosion behavior in enclosure*, Journal of Loss Prevention in the Process Industries, Vol. 10, No. 2, pp.83-89, 1997.
- [13] Gu X. J., Haq M. Z., Lawes M., Woolley R.: *Laminar Burning Velocity and Markstein Lengths of Methane-Air Mixtures*, Combustion and Flame 121, pp. 41-58, 2000.
- [14] Krzystolik P.A. i inni.: *Ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu*, Główny Instytut Górnictwa, Katowice, 2002.

- [15] Lunn G.: *Venting gas and dust explosions – a review*, An Icheme Industrial Fellowship report.
- [16] Molokov V.V.: *Explosions in buildings: modeling and interpretation of real accidents*, Fire Safety Journal 33, pp.45–56, 1999.
- [17] Mulpuru S.R., Wilkin G.B.: *A Model for Vented Deflagration of Hydrogen in a Volume*, Atomic Energy of Canada Ltd., AECL-6826, 1982.
- [18] Nagy J., Verakis H.C.: *Development and Control of Dust Explosions*, Occupational Safety and Health, Vol.8, Marcel Dekker inc. New York and Basel, 1983.
- [19] NFPA 68 *Guide for Venting of Deflagrations*, National Fire Prevention Association, 1998.
- [20] 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.
- [21] Rasbash D.J., Rogowski Z.W.: *Gaseous explosions vented ducts*, Combustion And Flame 4:301, 1960
- [22] Razus D., Krause U.: *Comparison of empirical and semi-empirical calculation methods for venting of gas explosions*, Fire Safety Journal 36, pp. 1–23, 2001.
- [23] Włodarczyk E.: *Wstęp do mechaniki wybuchu*, PWN, Warszawa, 1994.
- [24] Włodarczyk E.: *Przegląd analitycznych rozwiązań zagadnień dynamiki gazów*, Cz. II *Ogólne rozwiązania równań przepływów jednowymiarowych*, Biul. WAT 1991, vol. 40, nr 7.

The Function of Internal Gas Explosion

The Phase of The Pressure Decompressing

Summary: In this paper the mathematical model describing the phase of explosion pressure decompressing has presented. This model is a development of the theory of the unvented explosion analysis and together composes the original function, describing generally the occurrence of the internal gas explosion in habitable rooms. The function was worked out for the purpose of reduction of the explosion occurrence description, with keeping of its parameters of the temp-changeability. This function was named SVEF – Simplified Vented Explosion Function.

Key words: gas, explosion, deflagration, building

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/3/05

Tadeusz Chyży, Róścisław Tribiło

Efekty badania funkcji wzrostu ciśnienia wybuchu gazu

Streszczenie: W pracy opublikowano oryginalną funkcję opisującą zjawisko wewnętrznego wybuchu gazu w pomieszczeniach mieszkalnych. Koncepcję struktury funkcyjnej opracowano w celu technicznej interpretacji opisu zjawiska wybuchu, przy zachowaniu parametrów zmienności czasowej. Funkcję oznaczono symbolem SVEF – *Simplified Vented Explosion Function*. Analizowany w pracy zakres odwzorowania funkcyjnego dotyczy fazy przyrostu ciśnienia wybuchu dla pomieszczeń o kształcie prostopadłościanu.

Słowa kluczowe: gaz, eksplozja, wybuch, deflagracja, budynek

Wprowadzenie

Użytkowanie gazu ziemnego jako medium energetycznego jest uzasadnione i korzystne ekonomicznie dla odbiorców indywidualnych, zakładów przemysłowych i aglomeracji miejskich. Jednakże stosowanie gazu obarczone jest ryzykiem związanym z możliwością wybuchu, szczególnie w sytuacji niewłaściwej technologii eksploatacji. Wzrost ciśnienia i stowarzyszone siły spowodowane wybuchem mogą być przyczyną destrukcji obiektów budowlanych, takich jak budynki mieszkalne, zbiorniki przemysłowe i budowle specjalnego przeznaczenia [11,23].

Jak wykazują badania autorów, zagrożenie wybuchem można minimalizować, lecz nie da się go wyeliminować całkowicie [18]. Istotne są zatem działania zmniejszające zagrożenie życia nawet wtedy, gdy nastąpi zdarzenie. W tym celu prowadzone są badania wybuchów, realizuje się eksperymenty badawcze oraz wykonuje się symulacje komputerowe, uogólniające stan wiedzy z zakresu mechanizmów zniszczenia budynków [1,2,11,14,18].

Zastosowanie metod komputerowych wymaga matematycznego opisu zjawiska wybuchu, który wewnątrz obszaru zamkniętego – wypełnionego palną mieszaniną gazów, wyposażonego w otwór dekompresyjny, interpretowany technicznie jako wentyl – w dowolnej chwili można zdefiniować, stosując następujące równania równowagi [21,27,29,30]:

a) równanie zachowania energii:

$$\frac{d}{dt}(x_u U_u) + \frac{d}{dt}(x_b U_b) + \left(U_{vu} \frac{dx_{vu}}{dt} + U_{vb} \frac{dx_{vb}}{dt} \right) + \frac{dq}{dt} = 0$$

$$U = u_o + \Delta u$$

$$\Delta u = u(T) - u(T_o),$$
(1)

b) równanie bilansu masy:

$$\frac{dx_u}{dt} + \frac{dx_b}{dt} + \left(\frac{dx_{vu}}{dt} + \frac{dx_{vb}}{dt} \right) = 0,$$
(2)

c) równanie prędkości powstawania spalin:

$$\frac{dx_b}{dt} = \frac{1}{m_o} \cdot \rho_u \cdot S_u \cdot A_f - \frac{dx_v}{dt}.$$
(3)

W wyrażeniach wykorzystanych we wzorach (1)÷ (3) oznaczono

x – zawartość masy mieszaniny gazu w odpowiedniej fazie $x_{faz} = \frac{m_{faz}}{m_o}$,

o, u, b, v – indeksy oznaczające kolejno: stan początkowy, mieszaninę niespaloną, spaloną i wentylowaną,

u_o – energia wewnętrzna odpowiadająca temperaturze T_o przy ciśnieniu P_o ,

$u(T)$ – energia wewnętrzna właściwa w temperaturze T ,

q – ciepło na jednostkę masy, wymieniane przez ścianki zamykające strefę wybuchu,

A_v – powierzchnia wentyla,

P_{at} – ciśnienie otoczenia (wylotowe),

C_d – współczynnik wypływu,

A_f – powierzchnia płomienia,

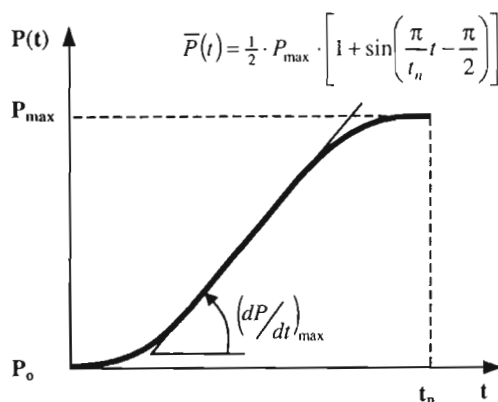
S_u – prędkość spalania.

Analiza numeryczna wybuchu z zastosowaniem równań (1)÷ (3) jest czasochłonna, szczególnie w przestrzeni trójwymiarowej, a wyniki nie zawsze są zadowalające, co potwierdzono w pracach [19,26]. Spowodowane jest to faktem,

że zjawisko wybuchu [8,9] jest procesem złożonym, zdefiniowanym przez liczne parametry. Do uzyskania przybliżonych wyników, w praktyce zastosowań inżynierskich wystarcza często znajomość maksymalnego ciśnienia wybuchu wentylowanego P_{red} ; takie rozwiązanie jest oferowane przez szereg metod empirycznych i półempirycznych [5,13,15,24,25]. Analizy dynamiczne realizuje się natomiast z zastosowaniem aproksymacji trójkątnej [2,12,28].

1. Definicja i założenia zmodyfikowanej funkcji wybuchu

Przyjęto, że wzrost funkcji ciśnienia jest analogiczny do interpretacji wybuchu w stałej objętości, osiągając maksymalną możliwą wartość ciśnienia P_{max} . Do opisu tej fazy procesu wykorzystano funkcję trygonometryczną, której interpretację graficzną pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Modyfikacja funkcji ciśnienia wybuchu. Faza wzrostu

Podstawowe założenia koncepcji kształtowania funkcji wybuchu SVEF:

- Wybuch gazu przebiega w pomieszczeniach o kształcie prostopadłościanu, jakie głównie występują w budynkach mieszkalnych. Przyjęto, że $L_{max}/L_{min} \leq 3$, gdzie L_{max} i L_{min} odpowiadają największemu i najmniejszemu wymiarowi pomieszczenia.
- Wybuch ma charakter deflagracyjny, co oznacza, że propagacja strefy spalania odbywa się z prędkością mniejszą niż prędkość dźwięku w mieszaninie niepalącej.
- Inicjał zapłonowy zlokalizowany jest w strefie centralnej obszaru wypełnionego gazem.

- Ciśnienie wybuchu działa we wszystkich kierunkach jednakowo, a wektory ciśnienia są prostopadłe do powierzchni ograniczających strefę wybuchu.
- Maksymalne ciśnienie zredukowane P_{red} , które jest nadciśnieniem względem ciśnienia początkowego P_o , wynikające z rzeczywistego kształtu funkcji ciśnienia wentylowanego, nie przekracza 200 kPa (2 bar).

Funkcję ciśnienia w fazie wzrostu opisano wzorem

$$\bar{P}(t) = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot \left[1 + \sin\left(\varpi t - \frac{\pi}{2}\right) \right], \quad (4)$$

gdzie $\varpi = \frac{\pi}{t_n}$, zatem:

$$\bar{P}(t) = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot \left[1 + \sin\left(\frac{\pi}{t_n} t - \frac{\pi}{2}\right) \right]. \quad (5)$$

Czas trwania fazy wzrostu ciśnienia t_n od zera do wartości maksymalnej $P_{\max}$, uzależniono od maksymalnego gradientu przyrostu ciśnienia $\left(\frac{dP}{dt}\right)_{\max}$. Funkcję zmienności gradientu ciśnienia wyznaczono różniczkując wyrażenie (5)

$$\dot{\bar{P}}(t) = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{t_n} t - \frac{\pi}{2}\right) \cdot \frac{\pi}{t_n} = \frac{d\bar{P}}{dt}. \quad (6)$$

Największa wartość gradientu ciśnienia wystąpi w czasie $t = 0.5 t_n$, co zapisa-
no wzorem (7)

$$\dot{\bar{P}}\left(t = \frac{t_n}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{t_n} \frac{t_n}{2} - \frac{\pi}{2}\right) \cdot \frac{\pi}{t_n} = \left(\frac{d\bar{P}}{dt}\right)_{\max}. \quad (7)$$

W wyniku rozwiązania równania (7) otrzymano wyrażenie na czas t_n

$$t_n = \frac{\pi \cdot P_{\max}}{2 \cdot \left(\frac{d\bar{P}}{dt}\right)_{\max}}. \quad (8)$$

Wyrażenie (8) uzależnia czas t_n od maksymalnego gradientu ciśnienia $\left(\frac{d\bar{P}}{dt}\right)_{\max}$, który zgodnie z prawem sześciennym (9), zależy od objętości strefy wybuchu V i stałej gazowej K_g

$$\left(\frac{d\bar{P}}{dt}\right)_{\max} \equiv \left(\frac{dP}{dt}\right)_{\max} = \frac{K_g}{\sqrt[3]{V}}. \quad (9)$$

Po podstawieniu wyrażenia (9) do wzoru (8) otrzymamy

$$t_n = \frac{\pi \cdot P_{\max} \cdot \sqrt[3]{V}}{2 \cdot K_g}. \quad (10)$$

Przy uwzględnieniu współczynnika odwzorowania maksymalnego gradientu ciśnienia C_{dP} , zmodyfikowana funkcja ciśnienia przyjmuje postać:

$$\bar{P}(t) = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot \left[1 + \sin \left(C_{dP} \frac{2 \cdot K_g}{P_{\max} \cdot \sqrt[3]{V}} t - \frac{\pi}{2} \right) \right]. \quad (11)$$

W wyrażeniach (4)÷ (11) oznaczono:

$\bar{P}(t)$ – funkcja ciśnienia wybuchu zamkniętego,

$P_{\max}$ – ciśnienie maksymalne gazu, uzyskane w pomieszczeniu zamkniętym,

t_n – czas trwania fazy narastania ciśnienia wybuchu,

K_g – stała gazowa,

V – objętość pomieszczenia,

C_{dP} – współczynnik odwzorowania maksymalnego gradientu ciśnienia.

Ciśnienie $P_{\max}$ przyjmuje się dla zidentyfikowanego gazu. Przy braku danych dobrym, praktycznie uzasadnionym przybliżeniem jest wartość 8 barów, gdy wybuch następuje przy ciśnieniu początkowym równym ciśnieniu atmosferycznemu. Jeżeli mieszanka jest sprężona przed wybuchem, ciśnienie maksymalne $P_{\max}$, możliwe do uzyskania w pomieszczeniu zamkniętym, można zgodnie z badaniami uzasadnionymi w pracy [1] przyjąć jako proporcjonalne do wartości nadciśnienia określonego względem ciśnienia otoczenia

$$P_{\max} = \lambda \cdot P_{\max}^{at}, \quad (12)$$

gdzie:

$P_{\max}^{at}$ – maksymalne ciśnienie wybuchu zamkniętego przy ciśnieniu początkowym równym ciśnieniu atmosferycznemu,

λ – współczynnik sprężenia równy P_o/P_{at} ,

P_o – ciśnienie początkowe mieszanki wybuchowej,

P_{at} – ciśnienie otoczenia.

Po uwzględnieniu współczynnika presprężenia λ wyrażenie (11) można przekształcić i uzyskać wzór

$$\bar{P}(t) = \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \left[1 + \sin \left(C_{dP} \frac{2 \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t - \frac{\pi}{2} \right) \right]. \quad (13)$$

Symbolem χ oznaczono współczynnik turbulizacji, określający przyrost prędkości spalania w wyniku pofałdowania frontu płomienia, a symbolem η współczynnik stężenia gazu, zależny od współczynnika stechiometrii Φ , zatem wyrażenie (13) przyjmuje formę

$$\bar{P}(t) = \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \left[1 + \sin \left(C_{dP} \frac{2 \cdot \chi \cdot \eta \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t - \frac{\pi}{2} \right) \right]. \quad (14)$$

Współczynnik odwzorowania C_{dP} opisano wzorem

$$C_{dP} = \left(K_d - L_{\min}^{\max} / \sqrt[3]{\frac{K_g}{K_{\text{metan}}}} \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{4} + L_{\min}^{\max} \right) + \left(\frac{3}{4} - L_{\min}^{\max} \right) \sqrt{\frac{\bar{P}(t)}{\frac{1}{4} P_{\max}^{at}}} \right] \\ L_{\min}^{\max} = \left(\frac{L_{\max}}{L_{\min}} - 1 \right) / 10. \quad (15)$$

W konwencji przyrostowej, po uwzględnieniu ciśnienia początkowego, wyrażenia (14) i (15) przyjmują postać

$$\bar{P}_i(t) = \bar{P}_{i-1} + \Delta \bar{P}_i = \bar{P}_{i-1} + \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \left[\sin \left(C_{dP i} \frac{2 \cdot \chi \cdot \eta \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t_i - \frac{\pi}{2} \right) - \sin \left(C_{dP i} \frac{2 \cdot \chi \cdot \eta \cdot K_g}{\lambda \cdot P_{\max}^{at} \cdot \sqrt[3]{V}} t_{i-1} - \frac{\pi}{2} \right) \right], \quad (16)$$

$$C_{dP i} = \left(K_d - L_{\min}^{\max} / \sqrt[3]{\frac{K_g}{K_{\text{metan}}}} \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{4} + L_{\min}^{\max} \right) + \left(\frac{3}{4} - L_{\min}^{\max} \right) \sqrt{\frac{\bar{P}_{i-1}}{\frac{1}{4} P_{\max}^{at}}} \right], \quad (17)$$

gdzie:

K_d – stała odwzorowania, zależna od rodzaju gazu,

K_g – stała gazowa,

K_g^{metan} – stała gazowa metanu,

$L_{\max}, L_{\min}$ – największy i najmniejszy wymiar pomieszczenia o kształcie prostopadłościanu,

η – współczynnik stężenia, zależny od wartości współczynnika stechiometrii Φ , równego

$$\Phi = \frac{\% \text{ obj. } / \% \text{ obj. } \text{ stech. }}{\% \text{ obj. } \text{ stech. }}$$

Dla mieszanki stechiometrycznej $\Phi = 1.0$,

χ – współczynnik turbulizacji. Dla spalania bez turbulencji $\chi = 1.0$.

Współczynniki określonych gazów, przyjęte w modelu, zestawiono w tablicach 1 do 3.

Weryfikację stałej odwzorowania K_d zrealizowano, wzorując się na kryteriach publikowanych w pracy [27] oraz na algorytmie programu „VEX”. Metoda jest rozwinięciem dwustrefowego modelu quasi-wymiarowego, zaprezentowanego w pracy [21]. Na kolejnych rysunkach 2 ÷ 8 przedstawiono wykresy porównawcze funkcji wzrostu ciśnienia wybuchu wyznaczonej metodą SVEF w stosunku do wyników analiz wykonanych programem „VEX”. Na rysunkach 2 ÷ 7 zaprezentowano wyniki analiz wykonanych przy zapłonie centralnym i stężeniu stechiometrycznym, a na rysunku 8 pokazano wyniki analiz przy stężeniu różnym od stechiometrycznego.

Tab. 1. Parametry modelu mieszaniny metanu z powietrzem

Metan-powietrze									
Stała gazowa K_g	kPa m/s	5500							
Stężenie stechiometryczne	% obj.	9.5							
Dolna granica wybuchowości LEL	% obj.	4.7							
Górna granica wybuchowości UEL	% obj.	15.0							
Dolna granica stechiometrii Φ_L		0.5							
Górna granica stechiometrii Φ_U		1.58							
Ciśnienie maksymalne $p_{\max}^{st}$	kPa	808							
Stała odwzorowania K_d		0.49							
Współczynnik stechiometrii Φ	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.1	1.2	1.5	1.6
Współczynnik stężenia η	0.110	0.145	0.31	0.81	1.0	1.05	0.95	0.43	0.39

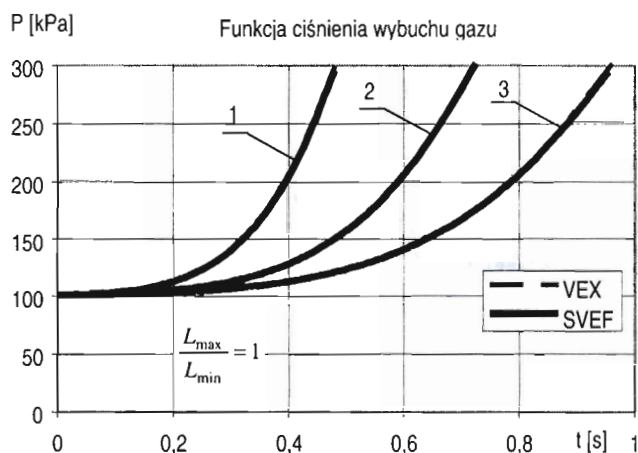
Tab. 2. Parametry modelu mieszaniny propanu z powietrzem

Propan-powietrze									
Stała gazowa K_g	kPa m/s	7500							
Stężenie stechiometryczne	% obj.	4.0							
Dolna granica wybuchowości LEL	% obj.	2.4							
Górna granica wybuchowości UEL	% obj.	8.5							
Dolna granica stechiometrii Φ_L		0.6							
Górna granica stechiometrii Φ_U		2.125							
Ciśnienie maksymalne P_{max}^{st}	kPa	863							
Stała odwzorowania K_d		0.485							
Współczynnik stechiometrii Φ	0.6	0.7	0.9	1.0	1.1	1.2	1.5	2.0	2.125
Współczynnik stężenia η	0.61	0.65	0.91	1.0	1.05	1.04	0.39	0.12	0.11

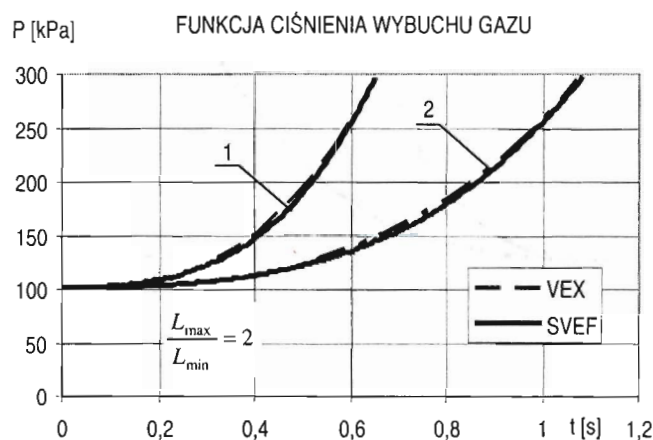
Tab. 3. Parametry modelu mieszaniny wodoru z powietrzem

Wodór-powietrze									
Stała gazowa K_g	kPa m/s	55000							
Stężenie stechiometryczne	% obj.	30.0							
Dolna granica wybuchowości LEL	% obj.	4.0							
Górna granica wybuchowości UEL	% obj.	78							
Dolna granica stechiometrii Φ_L		0.133							
Górna granica stechiometrii Φ_U		2.6							
Ciśnienie maksymalne P_{max}^{st}	kPa	727							
Stała odwzorowania K_d		0.275							
Współczynnik stechiometrii Φ	0.133	0.3	0.4	0.5	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
Współczynnik stężenia η	0.023	0.027	0.072	0.154	0.818	1.0	1.145	1.218	1.27

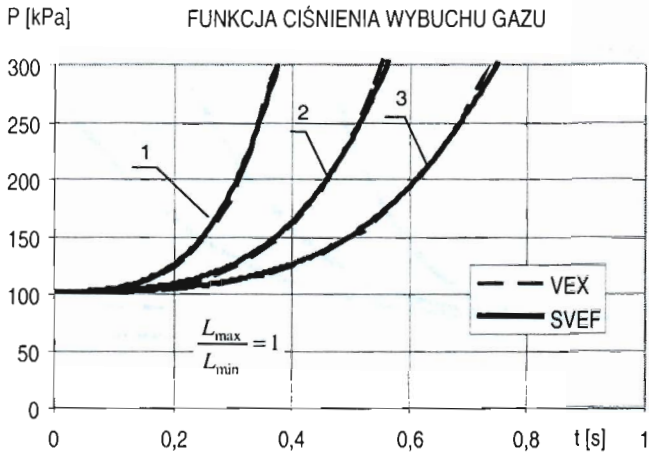
1.5	2.0	2.5	2.6
1.25	0.8	0.182	0.125



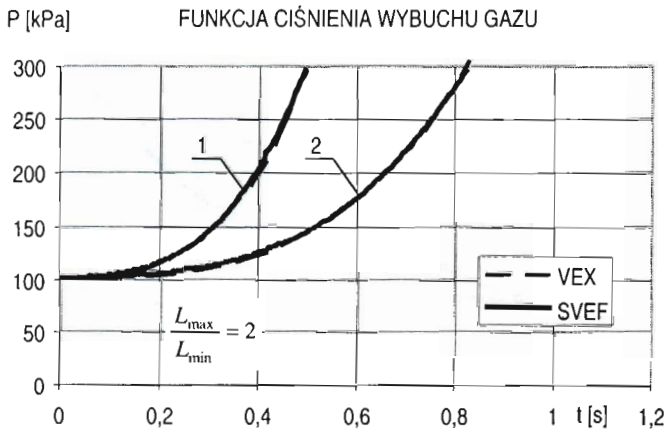
Rys. 2. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny metano-wo-powietrznej: 1 – 8 m³ (2x2x2 m), 2 – 27 m³ (3x3x3 m), 3 – 64 m³ (4x4x4 m).



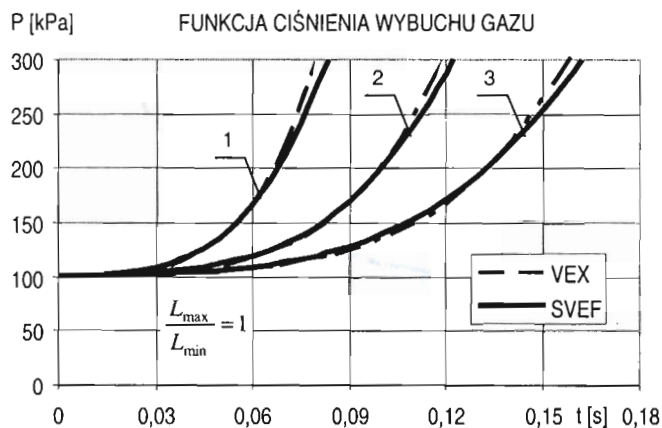
Rys. 3. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny metano-wo-powietrznej: 1 – 13.5 m³ (3x3x1.5 m), 2 – 62.5 m³ (5x5x2.5 m).



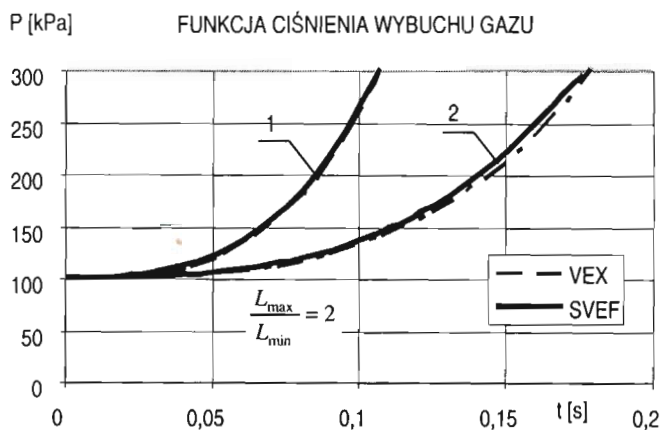
Rys. 4. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny propanowo-powietrznej: 1 – 8 m³ (2x2x2 m), 2 – 27 m³ (3x3x3 m), 3 – 64 m³ (4x4x4 m).



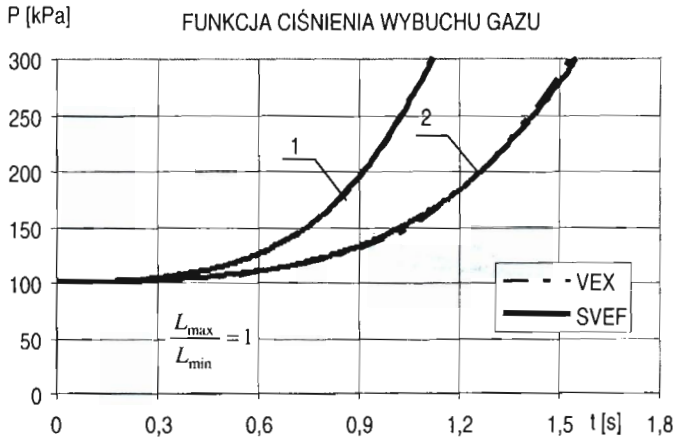
Rys. 5. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny propanowo-powietrznej: 1 – 13.5 m³ (3x3x1.5 m), 2 – 62.5 m³ (5x5x2.5 m).



Rys. 6. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny wodoro-powietrznej: 1 – 8 m³ (2x2x2 m), 2 – 27 m³ (3x3x3 m), 3 – 64 m³ (4x4x4 m).



Rys. 7. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny wodoro-powietrznej: 1 – 13.5 m³ (3x3x1.5 m), 2 – 62.5 m³ (5x5x2.5 m).



Rys. 8. Charakterystyki wzrostu funkcji ciśnienia wybuchu mieszaniny metanowo-powietrznej dla zbiornika o objętości 8 m^3 ($2 \times 2 \times 2 \text{ m}$), zapłonie centralnym i przy współczynniku stechiometrii: 1 – $\Phi = 1.5$, 2 – $\Phi = 0.7$.

Zakończenie

Opublikowana oryginalna funkcja wybuchu gazu SVEF jest dostatecznie dokładna i stanowi poprawną interpretację fizyczną zjawiska, ułatwiającą techniczny zakres zastosowań przez eliminowanie procesu rozwiązywania układów równań różniczkowych. Jest to szczególnie ważne w sytuacjach analiz budynków trójwymiarowych modelach klas 3-D, realizowanych z wykorzystaniem kryteriów MES, generujących wielkie układy równań. Prezentowana funkcja wielokrotnie skraca czas analizy, co umożliwia realizację analiz dynamicznych modeli trójwymiarowych. Szczególnie efektywny jest proces wykorzystania funkcji, gdy niezbędne są zastosowania algorytmów uwzględniających efekty nieliniowe.

Weryfikacja funkcji wybuchu SVEF potwierdza sformułowane wnioski, bowiem wyniki porównano z analizami realizowanymi programem „VEX” [27], który jest rozwinięciem dwustrefowego modelu quasi-wymiarowego [21], co eliminuje możliwość błędów w strefie kryterium porównawczego.

Wyniki procedur weryfikacji, zamieszczone na rysunkach 2 do 8, wykazują zbieżność oryginalnego odwzorowania funkcji ciśnienia wybuchu w formie $P(t)$, w zamkniętym przedziale obserwacji.

Literatura

- [1] Bartknecht W.: *Explosions, Course, Prevention, Protection*, Springer-Verlag, New York, 1981.
- [2] Bjerketvedt D., Bakke J.R., Wingerden K.: *Gas explosion handbook*, version 1.2, Bergen, 1993.
- [3] Bosschaart K.J., Goey L.P.H.: *The laminar burning velocity of flames propagating in mixtures of hydrocarbons and air measured with the heat flux method*, Combustion and Flame, 136, pp. 261-269, 2003
- [4] Bradley D., Haq M.Z., Hicks R.A., Kitagawa T., Lawes M., Sheppard C.G.W., Woolley R.: *Turbulent burning velocity, burned gas distribution, and associated flame surface definition*, Combustion and Flame 133, pp. 415-430, 2003.
- [5] Burgoyne J.H., Wilson M.J.G.: *The relief of pentane vapour-air explosions in vessels*, IChemE Symposium on Chemical Process Hazards, p.25, 1960.
- [6] Chen J.H., Echekki T., Kollmann W.: *The Mechanism of Two-Dimensional Pocket Formation in Lean Premixed Methane-Air Flames with Implications to Turbulent Combustion*, Combustion and Flame 116:15-48, 1999.
- [7] Chyży T., Cholewicki A.: *Rola okien w odprężaniu ciśnienia wybuchu*, Materiały Budowlane Nr 7/2000, s. 54-57.
- [8] Chyży T.: *Parametry wybuchu wewnętrznego gazu*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 21, s. 63-74.
- [9] Chyży T.: *Zjawisko wybuchu gazu w budynku – pojęcia podstawowe*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 21, s. 51-62.
- [10] Chyży T.: *Zjawisko odprężenia ciśnienia wewnętrznego wybuchu gazu w budynkach – wentyle naturalne*, Zeszyty Naukowe PB „Budownictwo”, nr 22, s. 35-46.
- [11] Chyży T., Tribiło R.: *O zniszczeniach elementów budowlanych podczas wewnętrznego wybuchu gazu*, Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2003, s. 686-687.
- [12] Clutter J.K.: *A reduced combustion model for vapor cloud explosions validated against full-scale data*, Journal of Loss Prevention in the Process Industries 14, pp.181-192, 2001.
- [13] Cabbage P.A., Simmonds W.I.: *An investigation of explosions reliefs for industrial drying ovens*, Gas Council Research Communications, GC 23, 1955, GC 43, 1957.
- [14] Dobashi R.: *Experimental study on gas explosion behavior in enclosure*, Journal of Loss Prevention in the Process Industries, Vol. 10, No. 2, pp.83-89, 1997.

- [15] Dragosavic M.: *Structural measures against of natural gas in multi-storey residential buildings*, Heron, 19(4), 1973.
- [16] Dragosavic M.: *Structural measures against natural gas explosion in high-rise blocks of flats*, report No. BI-72-6/04.3.02.520, Institut TNO voor Bouwmaterialen an Bouwconstructies, 1972.
- [17] Gu X. J., Haq M. Z., Lawes M., Woolley R.: *Laminar Burning Velocity and Markstein Lengths of Methane–Air Mixtures*, Combustion and Flame 121, pp. 41-58, 2000.
- [18] Krzystolik P.A. i inni.: *Ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu*, Główny Instytut Górnictwa, Katowice, 2002.
- [19] Lunn G.: *Venting gas and dust explosions – a review*, An Icheme Industrial Fellowship report.
- [20] Molokow V.V.: *Explosions in buildings: modeling and interpretation of real accidents*, Fire Safety Journal 33, pp. 45–56, 1999.
- [21] Mulpuru S.R., Wilkin G.B.: *A Model for Vented Deflagration of Hydrogen in a Volume*, Atomic Energy of Canada Ltd., AECL-6826, 1982.
- [22] Nagy J., Verakis H.C.: *Development and Control of Dust Explosions*, Occupational Safety and Health, Vol.8, Marcel Dekker inc. New York and Basel, 1983.
- [23] NFPA 68 *Guide for Venting of Deflagrations*, National Fire Prevention Association, 1998.
- [24] 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.
- [25] Rasbash D.J., Rogowski Z.W.: *Gaseous explosions vented ducts*, Combustion And Flame 4:301, 1960
- [26] Razus D., Krause U.: *Comparison of empirical and semi-empirical calculation methods for venting of gas explosions*, Fire Safety Journal 36, pp. 1–23, 2001.
- [27] Rychter T., Teodorczyk A.: *Obliczenia wybuchów gazowych w przestrzeniach zamkniętych i wentylowanych. Program komputerowy VEX*, PWN, Warszawa, 2002.
- [28] Shearer M.J., Tam V.H.Y., Corr B.: *Analysis of results from large scale hydrocarbon gas explosions*, Journal of Loss Prevention in the Process Industries 13, pp. 167–173, 2000.
- [29] Włodarczyk E.: *Wstęp do mechaniki wybuchu*, PWN, Warszawa, 1994.
- [30] Włodarczyk E.: *Przegląd analitycznych rozwiązań zagadnień dynamiki gazów*, Cz. II *Ogólne rozwiązywanie równań przepływów jednowymiarowych*, Biul. WAT 1991, vol. 40, nr 7.

The Function of Internal Gas Explosion The Phase of The Pressure Increasing

Summary: In this paper the original function describing the occurrence of the internal gas explosion in habitable rooms has presented. This function was worked out for the purpose of reductions of the explosion occurrence description, with keeping of its changeability of the time-parameters. The function was named SVEF – Simplified Vented Explosion Function. The range of this work refers of the explosion pressure increase phase, for the cuboid shape rooms.

Key words: gas, explosion, deflagration, building

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/3/05

*Krzysztof Robert Czech, Bogusław Hościło,
Władysław Ryżyński, Piotr Zubrycki*

Wyznaczanie współczynnika tłumienia materiałowego i zespolonego modułu sprężystości w betonach droбноziarnistych

Streszczenie: W pracy, po krótkim omówieniu najczęściej stosowanych miar tłumienia i metod pomiarowych, przedstawiono metodykę wyznaczania składowych zespolonego modułu sprężystości i współczynnika tłumienia materiałowego w przypadku drgań wzdłużnych próbek betonowych przy wykorzystaniu wieloosiowego systemu badawczego Instron 8502 i metod cyfrowego przetwarzania sygnałów. Zaprezentowano charakterystyki techniczne maszyny wytrzymałościowej Instron 8502 i uwarunkowania prowadzenia badań na próbkach walcowych z betonów droбноziarnistych oraz sformułowano zalecenia dotyczące metody wieloseryjnego prowadzenia pomiarów.

Słowa kluczowe: tłumienie materiałowe, moduł zespolony

Wstęp

Dynamiczne oddziaływania na konstrukcje ze strony pracujących maszyn i urządzeń przemysłowych, dynamika ze strony środowiska (np. drgania od ruchu drogowego) oraz wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne (np. pochodzące od wystrzałów w kamieniołomach czy eksploatacji górniczej) są powodem występowania uszkodzeń konstrukcji i negatywnie wpływają na zdrowie i komfort vibracyjny ludzi. Ograniczenie wpływu tych negatywnych zjawisk na ludzi i konstrukcje jest możliwe poprzez odpowiednie projektowanie obiektów z uwzględnieniem dynamiki oraz stosownych (np. normowych) kryteriów dopuszczalnych drgań przeką-

zywanych przez konstrukcję na ludzi i inne obiekty. Istotnym powodem wzrostu zainteresowania odpowiednim projektowaniem obiektów inżynierskich i fundamentów jest rozwój przemysłu, który wiąże się z jednej strony z eksploatacją coraz większych i silniej oddziałujących dynamicznie maszyn i urządzeń, a z drugiej – ze wzrastającą wrażliwością dynamiczną tego typu maszyn i urządzeń (np. obrabiarek sterowanych numerycznie oraz aparatury diagnostycznej). Nie bez znaczenia pozostaje świadomość prawna użytkowników budynków, którzy coraz częściej zwracają uwagę na komfort wibracyjny i akustyczny mieszkań, i pojawiające się zarysowania najczęściej przypisywane wpływom dynamicznym.

Projektowanie konstrukcji obciążonych dynamicznie (np. fundamenty pod maszyny obrotowe, młoty i inne) lub narażonych na wpływy dynamiczne ze strony otoczenia (parasejsmika, drgania drogowe) jest złożonym i trudnym działem projektowania inżynierskiego. Obliczenia dynamiczne, opisane równaniem ruchu, wyrażonym wzorem (1), wymagają znajomości parametrów konstrukcji definiujących sztywność, masę oraz zdolność tłumienia analizowanego układu, opisanego układem równań w konwencji MES:

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = F(t) \quad (1)$$

gdzie:

M, C, K – odpowiednio – macierze tłumienia, sztywności i masy,

$\ddot{q}, \dot{q}, q$ – jednokolumnowa macierz przyspieszenia, prędkości i przemieszczeń uogólnionych,

$F(t)$ – wektor obciążeń zewnętrznych.

Sztywność i masa konstrukcji, to wielkości stosunkowo łatwe do wyznaczenia i reprezentacji w analitycznym lub numerycznym modelu obliczeniowym (np. w Metodzie Elementów Skończonych, MES). Macierze sztywności i masy są wyznaczane z dobrym przybliżeniem przez przyjęcie wymiarów (projektowych lub pomierzonych) konstrukcji, rozkładu gęstości i mas skupionych oraz przy uwzględnieniu innych cech geometrycznych i materiałowych (np. ciągnia, nieliniowość materiałowa itp.). O ile sztywność i masa są czynnikami decydującymi o wielkości odpowiedzi statycznej i częstości drgań własnych konstrukcji, o tyle macierz tłumienia odpowiada za dyssypację energii w układzie dynamicznym, czyli za tłumienie drgań w czasie. Czynniki tłumienia jest elementem analizy o najmniej precyzyjnie zdefiniowanych wartościach i związkach z cechami materiałowymi konstrukcji. Przegląd dotychczas stosowanych sposobów definiujących czynniki tłumienia i ich zastosowanie w analizie dynamicznej pozwala określić obwiednię odpowiedzi dynamicznej obiektu, tj. od ruchu nie tłumionego do tłumionego.

mionego w sposób nadmierny i opisujący przez to drgania konstrukcji w sposób skrajnie skażony. W wielu przypadkach nie pozwala to na pełny i rzeczywisty opis zachowania się konstrukcji w czasie, co ma znaczenie odnośnie do rzetelnej analizy dynamicznej układów, w których dobierany jest układ redukcji drgań (wibroizolacja, tłumiki pasywne lub aktywne) lub określana jest stabilność dynamiczna i zagrożenie wystąpieniem rezonansu.

Najczęściej stosowanym inżynierskim ujęciem tłumienia w analizie dynamicznej jest uzależnienie wielkości macierzy tłumienia C od macierzy mas M i sztywności K konstrukcji ze współczynnikami wagowymi ε_w i ε_z , zależnymi od dominującej częstości drgań własnych ω , co opisuje wzór Rayleigha (2) [9]

$$C = \varepsilon_w K + \varepsilon_z M \quad (2)$$

gdzie:

C , K , M – odpowiednio – macierze tłumienia, sztywności i mas,

ε_w – współczynnik tłumienia wewnętrznego,

ε_z – współczynnik tłumienia zewnętrznego.

Takie uogólnienie daje jednak niezadowalające rezultaty w aspekcie dokładności analizy dynamicznej. Dotyczy to szczególnie wiarygodności wyznaczanych przemieszczeń i przyspieszeń, będących kryterium oceny stanu wyężenia konstrukcji i wielkości (intensywności) jej oddziaływania dynamicznego na otoczenie. W analizie dynamicznej prowadzonej Metodą Elementów Skończonych w równaniu ruchu (1) macierz tłumienia C budowana jest według wzoru (3) [9]:

$$C = \int_V N^T \mu N dV, \quad (3)$$

gdzie:

N – macierz funkcji kształtu,

μ – parametr tłumienia.

Znajomość wartości współczynnika tłumienia μ w pełnym zakresie obciążeń statycznych i dynamicznych (zależny od poziomu obciążenia, amplitudy i częstości drgań) oraz cech materiałowych (wytrzymałość, wilgotność, wieku betonu itd.) ma podstawowe znaczenie dla poprawności i wiarygodności procesu obliczeniowego.

Wyznaczenie funkcyjnych zależności pomiędzy tłumieniem materiałowym a parametrami opisującymi cechy wytrzymałościowe betonu modyfikowanego polimerami i sposobem jego obciążenia jest jednym z głównych elementów programu badawczego nad wyznaczaniem składowych globalnego współczynnika tłumienia konstrukcji, w skład którego wchodzi: tłumienie drgań tarcem we-

wnętrznym (tłumienie materiałowe), tłumienie konstrukcyjne, tłumienie drgań tarcie w połączeniach ruchomych oraz tłumienie hydrodynamiczne i aerodynamiczne.

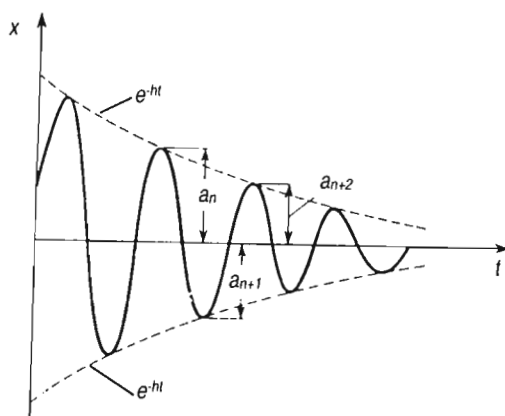
1. Miary tłumienia i metody pomiarowe

1.1. Miary tłumienia

Najpowszechniej stosowanym współczynnikiem wyrażającym zdolność materiałów do tłumienia drgań jest logarytmiczny dekrement tłumienia. Definiowany jako logarytm o podstawie naturalnej z ilorazu dwóch kolejnych amplitud, różniących się o okres T lub półokres $T/2$.

Gdy różnice pomiędzy kolejnymi amplitudami są bardzo małe, stosuje się średnie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia δ dla m kolejnych okresów, wyrażone wzorem (4) [7] i zilustrowane graficznie na rysunku 1

$$\delta = \frac{1}{m} \ln \frac{a_n}{a_{n+m}} \quad (4)$$



Rys. 1. Oznaczenia amplitud na wykresie drgań swobodnie zanikających, stosowane przy wyznaczaniu logarytmicznego dekrementu tłumienia δ [6]

Przy stałym lub mało różniącym się w granicach okresu logarytmicznym dekrementie tłumienia oraz przy liniowej sprężystości można przyjąć następujące zależności pomiędzy logarytmicznym dekrementem δ (wyznaczonym na podstawie stosunku wartości bezwzględnych dwóch kolejnych ekstremalnych wychyleń różniących się o okres) i współczynnikiem rozproszenia ψ a innymi stosowanymi miarami tłumienia dla ciała o jednym stopniu swobody:

$$\delta = \frac{\Delta W}{2W} = \frac{\psi}{2} = \pi\eta = 2\pi\zeta = \pi \operatorname{tg} \varphi = \frac{\pi}{Q} = \frac{\pi c}{\sqrt{km}}, \quad (5)$$

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2 \cdot \delta = 2\pi\eta = 4\pi\zeta = 2\pi \operatorname{tg} \varphi = \frac{2\pi}{Q} = \frac{2\pi c}{\sqrt{km}}, \quad (6)$$

gdzie:

- δ – logarytmiczny dekrement tłumienia [-],
- ψ – współczynnik rozproszenia [-],
- η – współczynnik strat [-],
- ζ – liczba tłumienia (stopień tłumienia, tłumienie względne) [-],
- φ – kąt stratności (kąt przesunięcia fazowego) [rad],
- $\operatorname{tg} \varphi$ – tangens stratności, tangens kąta przesunięcia fazowego [-],
- Q – współczynnik dobroci układu,
- c – współczynnik tłumienia (opór tarcia wiskotycznego) [Ns/m],
- k – stała sprężystości układu [N/m],
- m – masa [Ns²/m].

1.2. Metody prowadzenia pomiarów

Metody prowadzące do określenia właściwości tłumiących materiałów można podzielić na dwie grupy: metody bezpośrednie i metody pośrednie. Do sposobów bezpośrednich zaliczamy takie, które polegają na pomiarze rozpraszanej energii w trakcie drgań cyklicznych w badanej próbce. Są to metody energetyczne, termiczne oraz metody statycznej i dynamicznej pętli histerezy [2], [8].

Metody pośrednie wynikają z poczynionych założeń, dotyczących oporu niesprężystego próbek w trakcie odkształceń harmonicznym, który jest proporcjonalny do prędkości odkształceń. Zależności obliczeniowe w metodach pośrednich odnoszą się więc do modeli układów liniowych. Wyszczególnić tu można: metodę drgań zanikających, metodę krzywej rezonansowej, metodę fazową, częstości rezonansowej czy też metodę narastających drgań rezonansowych [3], [8].

2. Metoda i sposób prowadzenia badań

2.1. Zastosowana metoda prowadzenia badań

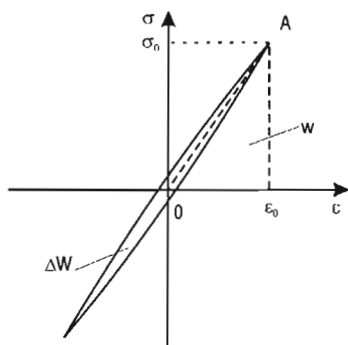
Określenie wielkości współczynnika tłumienia materiałowego w badanych próbkach betonowych przeprowadzono metodą dynamicznej pętli histerezy, należąca do bezpośrednich metod pomiaru, i polegają na pomiarze rozpraszanej energii w trakcie drgań cyklicznych [2], [8]. W metodzie tej, podobnie jak w metodzie statycznej pętli histerezy, jednoczesnej rejestracji podlegają siła zewnętrzna i przemieszczenie (lub naprężenie i odkształcenie), ale w sposób dynamiczny, również przy naprężeniach zbliżonych lub większych od granicy wytrzymałości zmęczeniowej materiału. Pole utworzonej w ten sposób pętli histerezy charakteryzuje zdolność tłumiącą badanego materiału [10]. Według [8] dokładność tej metody nie dorównuje dokładnością metodzie statycznej pętli histerezy, ze względu na zazwyczaj niższą czułość aparatury do pomiaru odkształceń dynamicznych niż statycznych. Jednakże umożliwia ona analizę wpływu częstotliwości drgań na mierzone wielkości. Zgodnie z przyjętą metodą pomiaru tłumienia, wyrażone współczynnikiem rozproszenia ψ wyznaczone jest z zależności (7).

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = \frac{\oint \sigma d\epsilon}{\int_0^{\epsilon_0} \sigma d\epsilon} \quad (7)$$

w której:

ΔW – pole pętli histerezy, określające wartość nieodwracalnie rozproszonej energii w objętości ciała podczas pełnego cyklu odkształcania,

W – wartość maksymalnej amplitudy energii potencjalnej układu sprężystego wyznaczana zgodnie z [6], odpowiadająca polu powierzchni trójkąta $A O \epsilon_0$, dla układu o sprężystości liniowej.

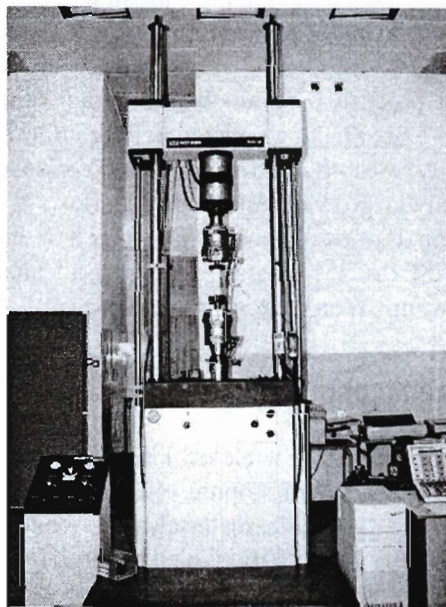


Rys. 2. Pętla histerezy

2.2. Aparatura badawcza

Do zadawania obciążeń cyklicznych i rejestracji przemieszczeń został wykorzystany pokazany na rysunku 3 wieloosiowy system badawczy INSTRON 8502, w skład którego wchodzi następujące zespoły:

- rama – konstrukcja dwusłupowa, na której zamocowano siłowniki hydrauliczne wraz z osprzętem oraz głowice pomiarowe siły i momentu skręcającego,
- zasilacz hydrauliczny o wydajności $12.5 \text{ dm}^3/\text{min.}$ i ciśnieniu 200 bar, chłodzony wodą,
- wieża sterująca wyposażona w kontroler FastTrack 8800, przygotowany do współpracy z maszynami jedno- i wieloosiowymi,
- urządzenia wejścia/wyjścia: konsola sterująca przewidziana do programowania i kontroli osi wzdłużnej oraz komputer zewnętrzny z oprogramowaniem do przygotowania i nadzoru pracy wieloosiowej,
- dodatkowym wyposażeniem są szczęki hydrauliczne do szybkiego i powtarzalnego mocowania próbek oraz szczęki mechaniczne pozwalające na realizację obciążeń dwuosiowych.



Rys. 3. Wieloosiowy system badawczy Instron 8502

Precyzyjną zamianę sygnału elektrycznego na impulsy hydrauliczne, umożliwia kontroler FastTrack 8800, realizując ruchy skrętne i liniowe oraz pozwalając na odczyt przetworzonych sygnałów elektrycznych położenia i przemieszczenia tłoczków siłowników, wskazań głowic pomiarowych oraz zainstalowanych ekstensometrów. Kontroler do komunikacji maszyny z komputerem zewnętrznym wykorzystuje protokół HS 488 i interfejs GPIB (*General-Purpose Interface Bus* – uniwersalna magistrała sprzęgająca), umożliwiający transfer z prędkością 8 Mb na sekundę. Szybka analiza parametrów PID (*Proportional Integral Derivative*) pętli sprzężenia zwrotnego pozwala prowadzić badania materiałów o właściwościach zmiennych w czasie.

Do kontroli pracy maszyny oraz programowania prostych testów służy panel sterujący MMI (*Man Machine Interface*). Obsługuje on jedną z osi maszyny, pozwalając na sterowanie w czterech kanałach: siły, pozycji i 2 kanałach odkształcenia.

Dzięki temu można prowadzić badania statyczne, zadając narastające w czasie obciążenia lub rozciągając próbkę z określoną prędkością. Możliwa jest też realizacja różnorodnych badań zmęczeniowych.

Cykliczna zmiana wartości obciążenia lub przemieszczenia oraz odkształcenia może mieć charakter sinusoidalny, trójkątny, prostokątny oraz trapezowy. Wykorzystując wbudowany maszynowy język programowania realizować można praktycznie dowolne przebiegi wymuszeń, np. obciążenia losowe.

W celu ułatwienia procesu programowania badań oraz zbierania informacji o ich przebiegu włączono w układ – za pośrednictwem interfejsu GPIB – komputer zewnętrzny, wyposażony w oprogramowanie FastTrack Console. Zainstalowane oprogramowanie umożliwia prowadzenie badań jedno- i wieloosiowych z jednocześnie pozyskiwaniem i rejestrowaniem informacji o ich przebiegu. Dane te zapisane w formacie ASCII/CSV można przetwarzać i analizować przy pomocy popularnych programów, np. Word, Excel, Access etc.

2.3. Sposób prowadzenia pomiarów

Badania prowadzono w trakcie wielokrotnie zmiennych obciążeń przy jednoosiowym ściskaniu, co w znacznym stopniu eliminuje wpływ sposobu podparcia na wielkość wyznaczanego tłumienia materiałowego (nazywanego także tłumieniem drgań tarciem wewnętrznym lub dyssypacją energii).

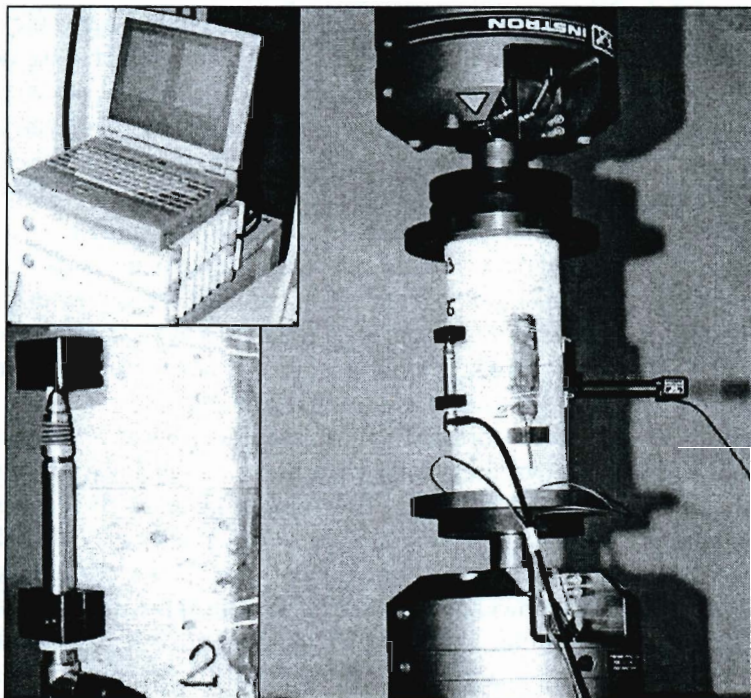
W trakcie prowadzonych badań zastosowano sterowanie siłowe o przebiegu sinusoidalnym. Rejestracji podlegały: siła, przemieszczenie osiowe oraz odkształcenie z ekstensometru dynamicznego o bazie pomiarowej 50 mm (lub 62.5 mm) i zakresie pomiarowym ± 5 mm, zamontowanego na powierzchni bocznej badanych

próbek zapraw i betonów. INSTRON 8502 umożliwia płynne zadawanie obciążeń z dokładnością do 0.5% w przedziale od 0 do 100 kN. Taką samą klasę dokładności na bazie 50 mm zapewnia czujnik przemieszczeń. Znaczna sztywność ramy maszyny wytrzymałościowej zaprojektowanej na przenoszenie obciążeń nawet do 250 kN, umożliwia prowadzenie wiarygodnych badań na próbkach betonowych w warunkach obciążeń wielokrotnie zmiennych.

W związku z maksymalnym zakresem obciążeń, wynoszącym 100 kN, i z możliwymi do uzyskania poziomami naprężeń przyjęto do badań nietypowe walcowe próbki betonowe o średnicy 8 cm i wysokości 24 cm, o powierzchni docisku umożliwiającej uzyskanie naprężeń przy jednoosiowym ściskaniu około 20 MPa. Gabaryty próbek umożliwiają prowadzenie pomiarów tłumienia materiałowego w zaczynach, zaprawach i betonach droбноziarnistych.

Na podstawie zarejestrowanych w funkcji czasu obciążeń, przemieszczeń i odkształceń wyznaczano współczynniki rozproszenia (lub logarytmicznego dekrementu tłumienia) i składowe rzeczywiste oraz urojone moduły zespolonego. Obliczone wartości tłumienia materiałowego na podstawie obciążeniowo-przemieszczeniowej pętli histerezy znacząco różniły się od wartości uzyskiwanych z naprężeniowo-odkształceniowej pętli histerezy. W celu sprawdzenia poprawności rejestrowanych danych podłączono do wieloosiowego systemu badawczego INSTRON 8502 niezależny analizator drgań SPIDER8 i przeprowadzono dodatkowe badania kontrolne z wykorzystaniem czujnika przemieszczeń względnych WETA 1/2 (klejonego do próbki żywicą epoksydową) i naklejonych na próbki tensometrów elektrooporowych (po 3 szt. rozmieszczone równolegle do osi podłużnej próbek w odstępach co 120°).

Mimo znacznego zakłócenia sygnału pochodzącego z ekstensometru dynamicznego w porównaniu z sygnałem z czujnika przemieszczeń LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*), badania porównawcze potwierdziły większą zbieżność wyników z ekstensometrem, toteż dalsze pomiary prowadzono korzystając wyłącznie z naprężeniowo-odkształceniowej pętli histerezy. Założono przy tym, że przy zastosowaniu próbek o znacznej wysokości w stosunku do średnicy, w części środkowej uzyskuje się stan idealnie jednoosiowego ściskania, co w połączeniu z zapewnieniem idealnie osiowego obciążenia sinusoidalnego pozwala ograniczyć liczbę ekstensometrów dynamicznych do jednego.



Rys. 4. Badania kontrolne z wykorzystaniem czujników przemieszczeń liniowych Weta 1/2, tensometrów elektrooporowych i analizatorów drgań Spider 8

Obliczenie nieodwracalnie rozproszonej energii w trakcie pełnych cykli drgań ΔW oraz określenie maksymalnej energii potencjalnej przeprowadzono poprzez całkowanie numeryczne powierzchni pętli histerezy zgodnie z zależnością (7).

Wyznaczanie składowych modułu zespolonego E^* prowadzono na podstawie pomiaru wartości energii nieodwracalnie rozpraszanej w trakcie pełnych cykli drgań ΔW i prezentowanych zależności matematycznych [4], [5], [11]:

$$\begin{aligned} \Delta W &= \oint \sigma d\varepsilon = \int_0^{2\pi/\omega} \sigma \left(\frac{d\varepsilon}{dt} \right) dt = \\ &= \int_0^{2\pi/\omega} (E' \varepsilon_0 \sin \omega t + \eta E' \omega \varepsilon_0 \cos \omega t) \omega \varepsilon_0 \cos \omega t dt \approx \pi \eta E' \varepsilon_0^2, \end{aligned} \quad (8)$$

stąd:

$$\Delta W = \pi \eta E' \varepsilon_0^2, \quad (9)$$

gdzie:

E^* – moduł zespolony (moduł zespolony relaksacji),

$$E^* = E' + i \cdot E'', \quad (10)$$

E' – składowa rzeczywista modułu zespolonego (w fazie z odkształceniem),

$$E' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos \varphi, \quad (11)$$

E'' – składowa urojona modułu zespolonego,

$$E'' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \sin \varphi, \quad (12)$$

ε_0 – amplituda odkształceń zgodnie z rysunkiem 1,

φ – kąt przesunięcia fazowego (kąt stratności),

ω – częstość kątowna,

η – współczynnik strat [-].

Znając wartość ΔW i maksymalne odkształcenie w analizowanym okresie drgań ε_0 można wyznaczyć wartości składowe modułu zespolonego E' i E'' [4]:

$$E'' = \frac{\Delta W}{\pi \varepsilon_0^2}. \quad (13)$$

Przekształcając zależność (12) wyznaczamy kąt stratności

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{E'' \varepsilon_0}{\sigma_0} \right), \quad (14)$$

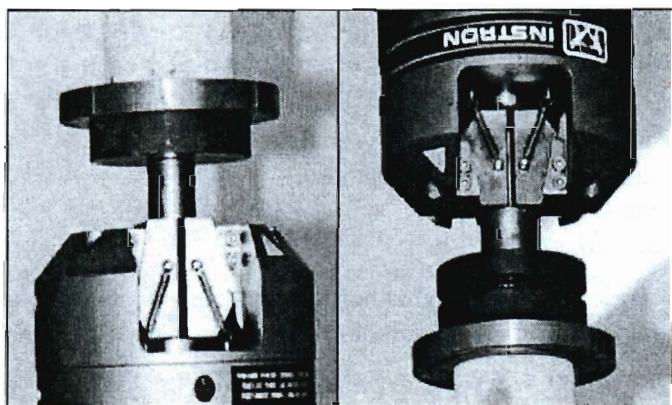
który posłuży do wyznaczenia części rzeczywistej modułu zespolonego na podstawie poniższej zależności na tangens kąta fazowego (moduł stratności):

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{E''}{E'}, \quad (15)$$

$$E' = \frac{E''}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (16)$$

3. Dostosowanie metody pomiarowej

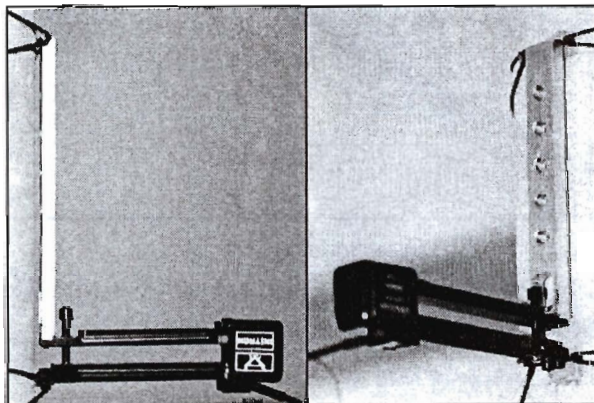
W trakcie prowadzonych badań wstępnych stwierdzono, że konieczne jest wykonanie odpowiednich podstaw centrujących zapewniających współosiowe przyłożenie siły, a tym samym zmniejszających możliwość wystąpienia dodatkowych niezamierzonych i trudnych do oszacowania błędów pomiarowych. Specjalnie przygotowane do tego celu podstawy centrujące przystosowane do prowadzenia pomiarów dynamicznych pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Mocowanie próbek pomiarowych w podstawach centrujących

Kolejnym problemem wynikłym w trakcie badań były nierówności i nierównoległości powierzchni dociskowych badanych próbek, które mimo przenoszenia siły w sposób przegubowy i teoretycznie osiowy wpływały na nierównomierny rozkład naprężeń w całym przekroju próbki. Problem próbowano rozwiązać poprzez odpowiednie przycinanie próbek na precyzyjnej pile z tarczą diamentową. Ewentualne nierówności powierzchni dociskowych próbek można także wyrównywać poprzez stosowanie żywic epoksydowych, które charakteryzowałyby się znacznie mniejszym tłumieniem od tłumienia badanych elementów. Próbowano także stosowania warstw wyrównawczych z zapraw polimerowych i zapraw wysokowytrzymałych (np. Ceresit CX15), jednakże każde z tych rozwiązań wprowadzało w mniejszym lub większym stopniu element trudnego do oszacowania dodatkowego tłumienia. W trakcie badań stwierdzono, że najodpowiedniejszym sposobem wyrównania górnych powierzchni próbek walcowych będzie ich toczenie i ewentualne dodatkowe pokrycie toczonych powierzchni zaczynem cementowym o identycznym stosunku W/C.

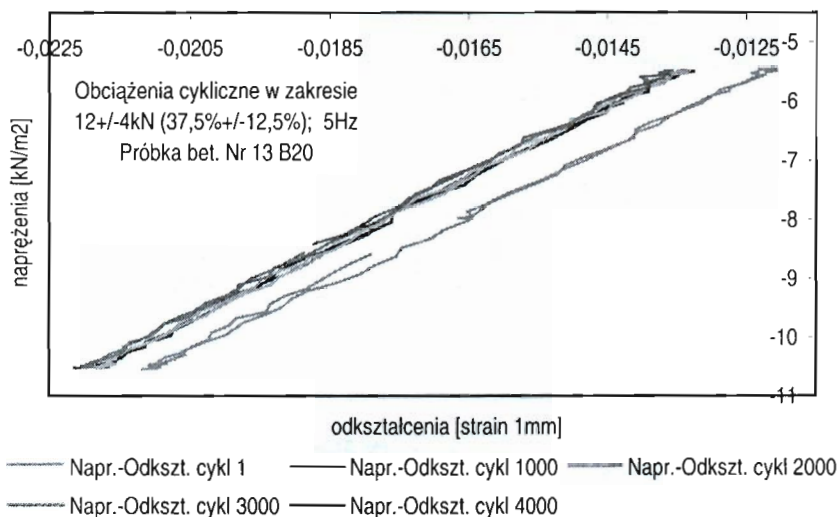
Znaczący wzrost dokładności pomiaru uzyskano poprzez podwojenie bazy pomiarowej ekstensometru dynamicznego z 50 do 100 mm, dzięki zastosowaniu specjalnie zaprojektowanej dodatkowej przedłużki, co pokazano na kolejnym rysunku.



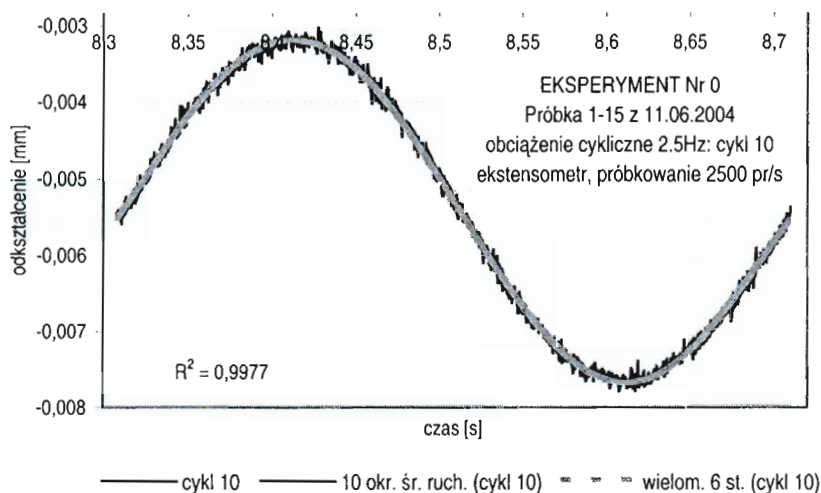
Rys. 6. Ekstensometr dynamiczny z przedłużką o bazie pomiarowej 100 mm

4. Obróbka wyników

Zarejestrowane sygnały pochodzące z czujnika LVDT, ekstensometru dynamicznego i czujnika siły są znacznie zniekształcone i w pierwotnej formie nie nadają się do prowadzenia dalszych obliczeń z satysfakcjonującą dokładnością. Utworzone na ich podstawie pętle histerezy, prezentowane na poniższych rysunkach, są bardzo zniekształcone, nawet po zastosowaniu podejścia inżynierskiego związanego z aproksymacją uzyskanych krzywych wielomianami szóstego stopnia lub zastosowanie wielookresowych średnich ruchomych, nie nadają się do dalszej analizy i wizualizacji. Przykładowe wykresy i próby aproksymacji rejestrowanych danych przedstawiono na rysunkach 7 i 8.



Rys. 7. Pętle histerezy dla próbki nr 13



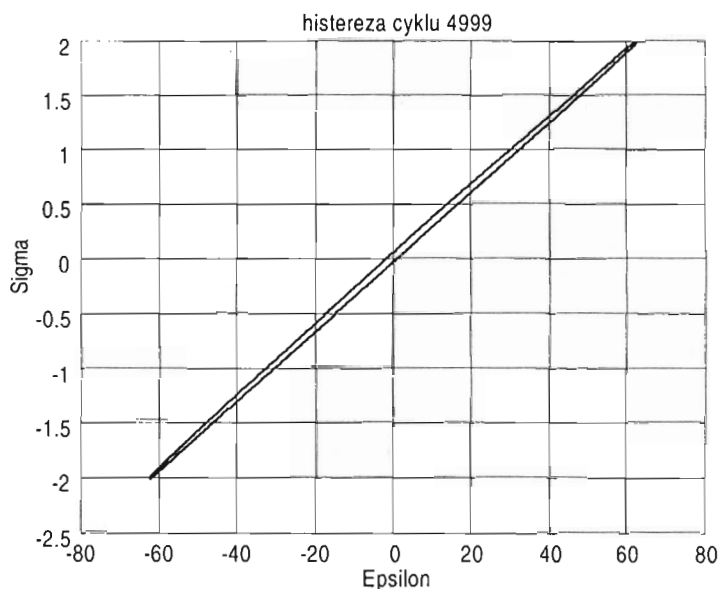
Rys. 8. Próby aproksymacji sygnału

Aproksymacja sygnału prostymi metodami inżynierskimi okazała się nieefektywna na potrzeby wyznaczania dostatecznie dokładnych wartości współczynnika tłumienia. W celu efektywnego przygotowania danych do dalszej analizy niezbędne okazało się zastosowanie metod Cyfrowego Przetwarzania Sygnałów (CPS).

Wymuszenie jest periodyczne, w związku z tym odpowiedź układu również powinna mieć charakter okresowy. Z punktu widzenia cyfrowego przetwarzania sygnałów użyteczna informacja zawarta jest w zniekształceniach harmonicznym sygnałów oraz w przesunięciach fazowych pomiędzy nimi. Zastosowana metoda powinna więc pozwalać na „uzdatnienie” sygnałów bez wprowadzania zniekształceń harmonicznym i fazowych. Takie wymagania spełnia metoda Czasowo-Zależnej Dyskretnej Transformaty Fouriera (TVDFDT – z ang. *Time - Varying Discrete Fourier Transform*), wykorzystywana również w zaawansowanych systemach rozpoznawania mowy.

Na potrzeby obróbki sygnału uzyskiwanego z ekstensometru dynamicznego i czujnika siły z systemu badawczego INSTRON 8502 opracowano specjalistyczny program komputerowy DRG pracujący w środowisku programistycznym MATLAB, w którym parametrem sterowania procesem obróbki sygnału wejściowego jest liczba składowych harmonicznym. Przykładowa pętla histerezy uzyskana przy zastosowaniu metody TVDFDT prezentowana jest na rysunku 8.

Szczegółowo metoda TVDFDT wraz z filtracją dolnoprzepustową sygnału wejściowego została omówiona we wcześniejszych publikacjach autorów [1], [12].



Rys. 9. Pętla histerezy uzyskana w efekcie zastosowania cyfrowej obróbki danych

Wnioski

Znaczna liczba badań przeprowadzonych na próbkach z betonów droбноziarnistych poddanych obciążeniom wielokrotnie zmiennym w wieloosiowym systemie badawczym INSTRON 8502 oraz analiza rezultatów pomiarów wskazują na duże znaczenie wpływu sposobu przygotowania próbek i metody ich badania na uzyskiwane rezultaty. Przygotowanie próbek powinno w sposób bezwarunkowy przebiegać według jednolitej procedury dotyczącej formowania, dojrzewania i przygotowania powierzchni docisku wszystkich badanych próbek.

Opracowane dodatkowe oprzyrządowanie oraz sposób przygotowania powierzchni czołowych badanych próbek są własnym wkładem autorów w podniesienie dokładności pomiarów i pozwalają znacząco eliminować zaburzenia wynikające z niejednorodności materiałowej i geometrycznej próbek.

Wykorzystanie do określenia wielkości tłumienia materiałowego w betonach droбноziarnistych sygnału odkształceń pochodzącego z ekstensometru dynamicznego o zwiększonej do ponad 40% wysokości próbki bazie pomiarowej okazało się bardziej efektywnym rozwiązaniem, mimo większych zniekształceń sygnału (głównie addytywnym białym szumem) od sygnału przemieszczeń pochodzącego z czujnika LVDT, co potwierdziły wstępne badania z wykorzystaniem tensometrów elektrooporowych.

Wyznaczenie współczynnika tłumienia, prowadzone według standardowych procedur numerycznych, bez wykorzystania metod cyfrowego przetwarzania sygnału, prowadziło do rezultatów sprzecznych i nieprzystających do rzeczywistych wartości. Wprowadzenie CPS metodą czasowo-zmiennej dyskretnej transformaty Fouriera pozwoliło uzyskać pętle histerezy pozbawione addytywnego białego szumu i innych zakłóceń zewnętrznych ze strony urządzenia pomiarowego. Wyznaczone tą metodą wartości współczynnika tłumienia są wiarygodne i mogą być podstawą wyznaczania tłumienia przy ściskaniu jednoosiowym w warunkach obciążeń wielokrotnie zmiennych.

Analiza dotychczasowych metod badawczych i pozyskiwanych wyników wskazuje na potencjalnie wykorzystanie większej liczby (dwóch lub trzech) ekstensometrów dynamicznych, co pozwoliłoby zwiększyć dokładność prezentowanej metody określania tłumienia materiałowego poprzez minimalizację rozrzutów sygnału odkształceń pomiędzy poszczególnymi cyklami obciążeń-odciążen, ale wiązałoby się ze znacznym podniesieniem kosztów badań.

W literaturze przedmiotu brak jest metodyki prowadzenia badań nad tłumieniem materiałowym w warunkach cyklicznego, jednoosiowego ściskania. Mając na uwadze istotny wpływ metody badań i obróbki wyników na uzyskiwane rezultaty,

proponuje się opracowanie krajowych procedur przygotowania próbek, prowadzenia badań i obróbki wyników przy wykorzystaniu istniejących norm, instrukcji branżowych i metodyki prezentowanej w ramach artykułu.

Literatura

- [1] Czech K. R., Ryżyński Wł., Zubrycki P.: *Numeryczne przetwarzanie danych do wyznaczania parametrów tłumienia materiałowego w betonach drobnoziarnistych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2005.
- [2] Czech K. R., Tribińło R.: *Koncepcja kształtowania stanowisk badawczych do oceny tłumienia drgań wzdłużnych betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z. 22, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2002, str. 47-60.
- [3] Czech K. R., Tribińło R.: *Tłumienie drgań poprzecznych elementów z betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z. 22, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2002, str. 61-82.
- [4] Jakowluk A.: *Procesy pełzania i zmęczenia w materiałach*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1993.
- [5] Nashif Ahid D., Jones D. I. G., Henderson J. P.: *Vibration damping*. Awiley-Interscience Publication, John Wiley&Sons, 1985.
- [6] Osiński Zb.: *Tłumienie drgań mechanicznych*. PWN, Warszawa, 1986.
- [7] Osiński Zb. redakcja: *Tłumienie drgań*. PWN, Warszawa, 1997.
- [8] Pisarenko G. S., Jakowlew A. P., Matwiejew W. W.: *Własności tłumienia drgań materiałów konstrukcyjnych*. WNT, Warszawa, 1976.
- [9] Rakowski G., Kacprzyk Zb.: *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1993.
- [10] Sorokin E. S.: *Metod učeta neuprugogo soprotiwlenija materiala pri raščote konstrukcji na kolebanija*. Isledowanija po dinamike sooruzenji, Strizdat 1951.
- [11] Ward I. M.: *Mechaniczne własności polimerów jako tworzyw konstrukcyjnych*. PWN, Warszawa, 1975.
- [12] Zubrycki P., Rubin G., Piotrowski A., Omieljanowicz M.: *Procesor czasu rzeczywistego do prowadzenia diagnostyki w dziedzinie rzędów oparty na układach typu FPGA*. V Krajowa Konferencja "Diagnostyka techniczna urządzeń i systemów" diag'2003 Ustroń, 13-17 października 2003.

Determination of the coefficient of structural damping and complex modulus of elasticity in fine-grained concretes

Summary: Autor(s), after a short discussion of the most frequently applied measures of damping and methodology of their measuring, presents the methodology of determination of components of the complex modulus of elasticity and coefficient of structural damping in the conditions of longitudinal vibration of concrete samples by means of the multi-axial testing system called 'Instron 8502', and the methods of digital processing of signals. Technical characteristics of testing machine Instron 8502 were presented and conditioning of realization of investigations on cylindrical samples made of fine-grained concretes. There are also presented recommendations concerning methodology of multi-serial realization of measurements.

Key words: structural damping, complex modulus

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/11/03

Krzysztof Robert Czech, Władysław Ryżyński, Piotr Zubrycki

Numeryczne przetwarzanie danych do wyznaczania parametrów tłumienia materiałowego w betonach drobnoziarnistych

Streszczenie: W pracy przedstawiono sposób cyfrowego przetwarzania danych celem wyznaczenia współczynnika tłumienia materiałowego w modyfikowanych betonach konstrukcyjnych. Przedstawiono opis pozyskiwania danych poprzez pomiary w specjalistycznym systemie do zadawania obciążeń dynamicznych, teoretyczne podstawy cyfrowego przetwarzania sygnału oraz przykłady transformacji danych. Opisano specjalistyczny program DRG, działający w środowisku programowym MATLAB, służący przetwarzaniu danych przy zastosowaniu wielu składowych harmonicznych sygnału. Pozwoliło to na znaczną redukcję wpływów addytywnego białego szumu pozyskiwanego wraz z sygnałem podczas pomiarów oraz eliminowanie szumów pochodzących od pracy maszyny i urządzeń znajdujących się w pobliżu. Cyfrowe przetwarzanie danych pozwoliło uzyskać dokładniejsze wartości współczynnika tłumienia materiałowego w modyfikowanych betonach drobnoziarnistych.

Słowa kluczowe: tłumienie materiałowe, cyfrowe przetwarzanie sygnału

Wstęp

Projektowanie konstrukcji poddanych wymuszeniom dynamicznym lub narażonych na oddziaływania parasejsmiczne ze strony otoczenia jest złożonym i trudnym zadaniem projektowania inżynierskiego. Ograniczenie negatywnych wpływów oddziaływań dynamicznych maszyn i urządzeń na ludzi i konstrukcje jest możliwe poprzez stosowanie materiałów o zwiększonym tłumieniu drgań. Obliczenia konstrukcji obciążonych w sposób dynamiczny wymagają znajomości ta-

kich parametrów jak sztywność konstrukcji, jej masy oraz tłumienia rozumianego jako zdolność analizowanego układu do dyssypacji energii w funkcji czasu. Czynnikiem tłumienia jest słabo rozpoznany składnikiem analizy dynamicznej, gdyż jest opisywany mało precyzyjnie zdefiniowanymi parametrami tłumienia, zwykle będącymi przybliżonymi i empirycznymi relacjami pomiędzy cechami materiałowymi a geometrią konstrukcji. Nie pozwala to na możliwie pełny i zbliżony do rzeczywistego opis zachowania się konstrukcji w czasie, co ma znaczenie przy rzetelnej analizie dynamicznej konstrukcji i jej bezpieczeństwie oraz wiarygodności procesu obliczeniowego. Celowe jest więc prowadzenie badań zmierzających do jak najdokładniejszego określenia wartości globalnego tłumienia konstrukcji, którego głównymi składowymi są tłumienie konstrukcyjne i tłumienie materiałowe. Należy zauważyć, że tłumienie materiałowe jest zależne nie tylko od rodzaju użytego materiału, ale i od parametrów obciążenia, np. poziomu i amplitudy naprężeń oraz częstotliwości cykli obciążeń. Badania nad możliwością zwiększenia tłumienia materiałowego w betonach otwierają możliwości przenoszenia niekorzystnych obciążeń dynamicznych konstrukcji z możliwie jak najniższymi amplitudami. Szczególnie jest to istotne wtedy, kiedy częstotliwość drgań wymuszonych pozostaje w zakresie rezonansowym, to znaczy w zakresie bliskim częstotliwościom drgań własnych konstrukcji. Zdaniem autorów możliwe jest zwiększenie tłumienia materiałowego w odniesieniu do konstrukcji z betonów cementowych poprzez modyfikację składu mieszanki betonowej polimerami.

Do dokładniejszych metod pomiarowych tłumienia materiałowego należą metody statycznej i dynamicznej pętli histerezy [7]. Zastosowana w badaniach metoda dynamicznej pętli histerezy, pomimo mniejszej dokładności (w porównaniu z metodą statycznej pętli histerezy), umożliwia ocenę wpływu częstotliwości drgań wymuszonych na wielkość określanego tłumienia. W metodzie tej jednoczesnej rejestracji podlega naprężenie i odkształcenie lub siła zewnętrzna i przemieszczenie. Na podstawie tych wielkości tworzone są pętle histerezy, których pole charakteryzuje zdolność tłumiącą badanego materiału [8].

Stosowaną w tym przypadku miarą tłumienia jest współczynnik rozproszenia energii ψ . Miary tłumienia drgań oraz metody pomiarowe opisano szczegółowo w innych pracach autorów [3], [4], [6].

W przyjętej procedurze pomiarowej do zadawania obciążeń cyklicznych i rejestracji odkształceń i przemieszczeń został wykorzystany wieloosiowy system badawczy INSTRON 8502, w którym precyzyjną zamianę sygnału elektrycznego na impulsy hydrauliczne umożliwia kontroler FastTrack 8800. Kontroler ten pozwala na odczyt przetworzonych sygnałów elektrycznych położenia i przemieszczenia tłoczek siłowników, wskazań głowic pomiarowych oraz zainstalowanych

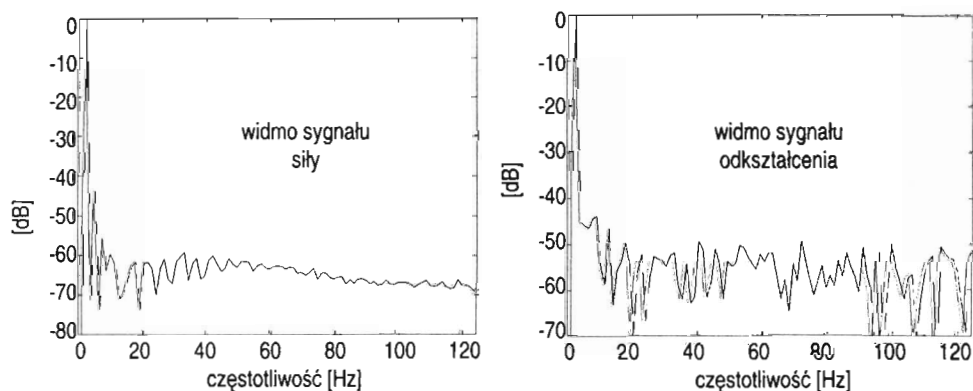
ekstensometrów. System badawczy INSTRON 8502 umożliwia prowadzenie badań przy praktycznie dowolnych przebiegach wymuszeń i sterowaniu w jednym z czterech kanałów: siły, pozycji lub dwóch kanałów odkształcenia z jednoczesnym pozyskiwaniem i rejestracją danych.

Wielkości próbek stosowanych w procedurze badawczej, zadawane obciążenia i sposób prowadzenia pomiarów zostały szczegółowo opisane w pracy [2].

Cyfrowe przetwarzanie danych

Określenie wielkości współczynnika rozproszenia energii ψ w badanych próbkach z betonów drobnziarnistych przeprowadzono metodą dynamicznej pętli histerezy.

Zarejestrowane sygnały, pochodzące z mocowanego na próbkach pomiarowych ekstensometru dynamicznego oraz w mniejszym stopniu z wbudowanego w system badawczy INSTRON 8502 czujnika siły, są w znacznej mierze zniekształcone. Nie nadają się w formie pozyskanej wprost z systemu pomiarowego do prowadzenia dalszych obliczeń, gdyż nie umożliwiają wyznaczenia współczynnika tłumienia z wystarczającą dokładnością. Utworzone na ich podstawie pętle histerezy są bardzo zniekształcone i nawet po zastosowaniu aproksymacji wielomianami lub zastosowaniu wielookresowych średnich ruchomych nie nadają się do dalszej analizy [2]. W celu uzdatnienia wyników pomiarów jako danych wejściowych do wyznaczania współczynnika rozproszenia energii ψ zastosowano kilka metod obróbki sygnału, z których najbardziej efektywne okazały się metody Cyfrowego Przetwarzania Sygnałów (CPS).



Rys. 1. Widma zarejestrowanych sygnałów z czujnika siły i ekstensometru dynamicznego

Zniekształcenia sygnałów pochodzących z czujników współpracujących z wieloosiowym systemem badawczym INSTRON 8502 pochodzą w głównej mierze z addytywnego białego szumu, którego pasmo jest bardzo szerokie w stosunku do pasma zajmowanego przez sygnał użyteczny ze względu na duży stosunek częstotliwości próbkowania (250 próbek/s.) do częstotliwości podstawowej sygnału wymuszającego (2.5 Hz). W praktyce częstotliwość próbkowania wybierana jest tak, aby była kilkadziesiąt razy większa od częstotliwości wymuszenia. Jest to konieczne ze względu na wyeliminowanie zjawiska aliasingu [1] i uzyskanie satysfakcjonującej dokładności obliczeń. Pasma zajmowane przez sygnał użyteczny jest około dziesięciokrotnie mniejsze od pasma sygnału wejściowego, dlatego pierwszym etapem obróbki sygnału jest filtracja z użyciem filtru dolnoprzepustowego o skończonej odpowiedzi impulsowej. Filtry tego typu mają idealnie liniową odpowiedź fazową, co stanowi ich dużą zaletę [1]. Wadą jest relatywnie duża liczba współczynników filtru, konieczna do minimalizacji zniekształceń amplitudowych w paśmie przewodzenia. Ze względu na poziom szumu w sygnale uzyskanym z czujników współpracujących z wieloosiowym systemem badawczym INSTRON 8502 (około -50dB) tylko kilka pierwszych harmoniczných sygnału podstawowego może być uwzględnione przy obliczeniach (jako optymalną wartość przyjęto 7 pierwszych harmoniczných); wyższe częstotliwości mogą zostać pominięte (rys. 1).

W praktyce częstotliwość odcięcia filtru powinna być wybierana jako dziesięciokrotnie większa od częstotliwości wymuszenia.

Kolejnym etapem obróbki jest zastosowanie Czasowo-Zależnej Dyskretnej Transformaty Fouriera (*ang. Time-Varying Discrete Fourier Transform TVDFT*) [9], [5].

Czasowo-Zależna Dyskretna Transformata Fouriera jest modyfikacją Dyskretnej Transformaty Fouriera (*ang. Discrete Fourier Transform DFT*), pozwalającą dokładnie wyznaczyć komponenty spektralne sygnału, zarówno w przypadku prędkości obrotowej stałej jak też i liniowo zmiennej. Modyfikacja polega na rozszerzeniu systemu funkcji bazowych *sinus* i *cosinus* na przypadki tak stałej jak i liniowo zmiennej częstotliwości podstawowej [5].

Dyskretna transformata Fouriera wyraża się wzorem:

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n)e^{-j\frac{2\pi kn}{N}}, \quad k = 0 \dots N-1, \quad (1)$$

w którym:

k – numer spektralnego komponentu (numer linii spektralnej),

$X(k)$ – wartość k -tego spektralnego komponentu,

$x(n)$ – n -ta próbka sygnału wejściowego,
 N – długość transformacji.

Jeżeli znana jest częstotliwość próbkowania, to rozdzielczość spektralna przekształcenia wyraża się wzorem

$$\Delta f = \frac{F_s}{N} \quad (2)$$

gdzie:

F_s – częstotliwość próbkowania.

Po podstawieniu wzoru (2), Dyskretna Transformata Fouriera przyjmie postać:

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n) e^{-j \frac{2\pi k n \Delta f}{F_s}} \quad (3)$$

Ze wzoru (3) widać, że w celu analizy widma sygnału w dziedzinie rzędów wystarczy za $2\pi \Delta f$ podstawić pulsację badanego obiektu ω_0 . DFT może być zapisana jako przekształcenie z systemem funkcji bazowych sinus i cosinus:

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n) \left(\cos\left(\frac{nk\omega_0}{F_s}\right) - j \sin\left(\frac{nk\omega_0}{F_s}\right) \right), \quad (4)$$

gdzie:

$m = 1 \dots M-1$,

M – liczba harmoniczych w sygnale.

System funkcji *cosinus* i *sinus* we wzorze (4) można rozpatrywać jako *cosinus* i *sinus* kąta przebytego przez obracające się wektory sygnału na płaszczyźnie zespolonej. Jeśli założyć jednostajną zmianę prędkości obrotowej tych wektorów (która odpowiada prędkości obrotowej badanego obiektu), wzór wyznaczający bieżące położenie wektora może być przedstawiony w następującej postaci:

$$\varphi(t) = \omega_0 t + \frac{\varepsilon t^2}{2} + \psi, \quad (5)$$

w którym:

ω_0 – początkowa częstość kołowa,

ε – przyspieszenie kątowe,

ψ – kąt przesunięcia fazowego.

Wzór (5) w przypadku dyskretnego czasu i skończonej długości badanego sygnału (ramki sygnału) można zapisać w następującej formie

$$\varphi_k(n\Delta t) = k\omega_0 n\Delta t + \frac{k\Delta\omega n^2 \Delta t^2}{2N\Delta t}, \quad (6)$$

gdzie:

$\varphi_m(n\Delta t)$ – kąt obrotu wektora odpowiadającego m -temu rzędowni w chwili czasu $n\Delta t$,

ω_m – pulsacja m -tej harmonicznej ($\omega_m = m\omega_0$),

$\Delta\omega_m$ – zmiana częstotliwości m -tej harmonicznej w czasie trwania sygnału,

N – długość sygnału (liczba próbek),

Δt – okres dyskretyzacji.

Ponieważ okres dyskretyzacji jest niezmienny, wzór (6) w ostatecznej postaci wygląda następująco:

$$\varphi_k(n) = \frac{nk}{F_s} \left(\omega_0 + \frac{\Delta\omega n}{2N} \right), \quad (7)$$

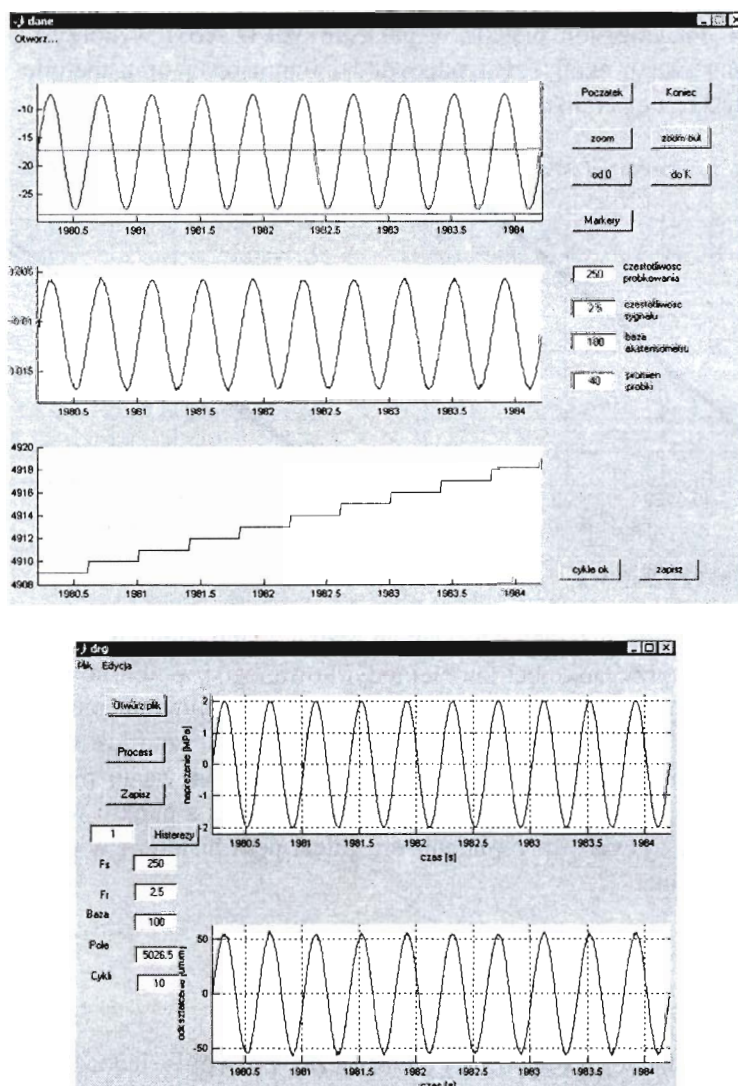
$$\varphi_k(n) = k\varphi_0(n). \quad (8)$$

Mając powyższy wzór, można podstawić go do wzoru (4) w miejsce argumentów funkcji *cosinus* i *sinus*

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n) \left(\cos \left(\frac{nk}{F_s} \left(\omega_0 + \frac{\Delta\omega n}{2N} \right) \right) - j \sin \left(\frac{nk}{F_s} \left(\omega_0 + \frac{\Delta\omega n}{2N} \right) \right) \right). \quad (9)$$

Powyższy wzór nazywany jest Czasowo-Zmienną Dyskretną Transformatą Fouriera.

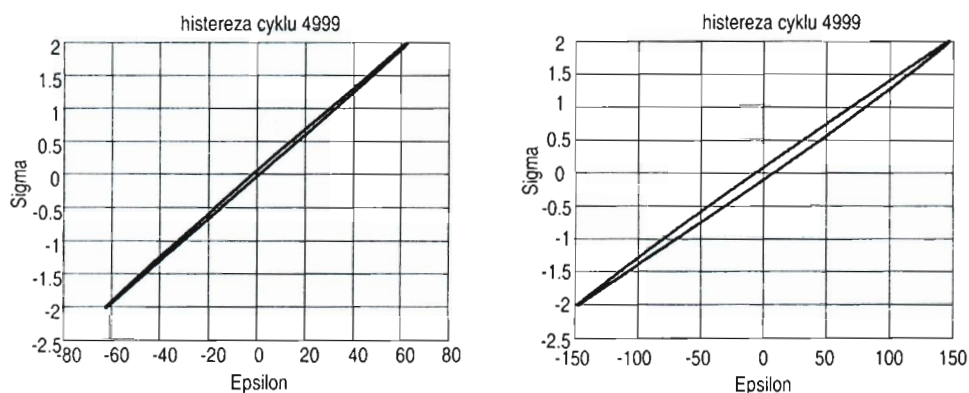
W praktyce długość ramki sygnału pochodzącego od badanego obiektu uzależniona jest od częstotliwości drgań. Jedna ramka sygnału powinna zawierać minimum dwa cykle w celu osiągnięcia satysfakcjonującej dokładności obliczeń. Wynika stąd konieczność prowadzenia ciągłej rejestracji danych w trakcie pomiarów.



Rys. 2. Zrzuty ekranów z programów DANE i DRG przed uzdatnieniem danych na podstawie pomiarów na próbce nr 2-259

Praktycznie do wyznaczania wartości współczynnika rozproszenia dowolnie przyjętego programu obciążeń próbek (amplituda średnia i dynamiczna oraz częstotliwość wymuszenia) i założonej liczby uwzględnianych pierwszych harmonicznych zarejestrowanych sygnałów stworzono program komputerowy DRG

(rys. 2 i 3). Program ten pracuje w pakiecie MATLAB i wykorzystuje filtrację dolnoprzepustową o skończonej odpowiedzi impulsowej oraz metodę Czasowo-Zależnej Dyskretnej Transformaty Fouriera (TVDFFT).



Rys. 3. Uzyskane pętle histerezy

Przykłady pętli histerezy uzyskanych przy wykorzystaniu programu komputerowego DRG w przypadku betonu niemodyfikowanego i modyfikowanego polimerem styreno-akrylowym w cyklu nr 4999, przy uwzględnieniu pierwszych trzech harmonicznych, pokazano na rysunku 3. Wyraźnie widoczne jest uzyskanie gładkiego konturu pętli histerezy przy zastosowaniu proponowanej metody cyfrowej obróbki sygnału. Ponadto wyeliminowano niekorzystne, z punktu widzenia dalszej obróbki danych, zjawisko przeplatania się gałęzi pętli histerezy w poszczególnych cyklach obciążenia.

Wnioski

Przeprowadzone eksperymenty numeryczne pozwoliły jednoznacznie stwierdzić, że wyniki pomiarów z wykorzystaniem wieloosiowego systemu badawczego INSTRON 8502 w bezpośrednio zarejestrowanej postaci nie mogą być użyte do wyznaczenia współczynnika tłumienia materiałowego. Wyeliminowanie addytywnych szumów sygnałów pochodzących z ekstensometru dynamicznego, czujnika siły oraz aparatury badawczej może być dokonane tylko na drodze cyfrowego przetwarzania sygnału (CPS). Ze względu na wysoką skuteczność i efektywność, porównywalną lub dokładniejszą niż filtracja z użyciem filtrów grzebieniowych,

potwierdzoną udanymi zastosowaniami w innych dziedzinach techniki (np. algorytmy kompresji mowy), wybrano do cyfrowego przetwarzania danych metodę TVDFT. Metoda ta zaimplementowana w programie komputerowym DRG pozwala automatycznie eliminować nieistotne składowe harmoniczne sygnału, związane z szumami i zakłóceniami danych.

Wykonane badania i testy numeryczne potwierdziły wysoką skuteczność proponowanej metody. Otrzymane w wyniku zastosowania proponowanej metody cyfrowego przetwarzania sygnału TVDFT pętle histerezy cechuje duża regularność i gładkość krzywych. Wpływa to w sposób decydujący na dokładność i merytoryczną poprawność wyznaczania współczynnika tłumienia materiałowego.

Literatura

- [1] Ackenhuden JG: *Real-time signal processing design and implementation of signal processing systems*"; PRINTICE HALL, NJ, 1999 460P.
- [2] Czech K. R., Hościło B., Ryżyński Wł., Zubrycki P.: *Wyznaczanie tłumienia materiałowego i zespolonego modułu sprężystości w betonach droбноziarnistych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2005.
- [3] Czech K. R., Tribińo R.: *Koncepcja kształtowania stanowisk badawczych do oceny tłumienia drgań wzdlużnych betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z. 22, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2002, str. 47-60.
- [4] Czech K. R., Tribińo R.: *Tłumienie drgań poprzecznych elementów z betonu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo z. 22, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2002, str. 61-82.
- [5] Omiejjanowicz M., Zubrycki P., Piotrowski A. Rubin G.: *Fpga-based algorithms and hardware for generating digital sine waves*. MIXDES 2002, Wrocław, 2002.
- [6] Osiński Zb.: *Tłumienie drgań mechanicznych*. PWN, Warszawa, 1986.
- [7] Pisarenko G. S., Jakowlew A. P., Matwiejew W. W.: *Własności tłumienia drgań materiałów konstrukcyjnych*. WNT, Warszawa, 1976.
- [8] Sorokin E. S.: *Metod uczeta neuprugogo soprotiwlenija materiala pri raszczote konstrukcji na kolebanija*. Isledowanja po dynamike sooruzenji, Strizdat, 1951.
- [9] Zubrycki P., Rubin G., Piotrowski A., Omiejjanowicz M.: *Procesor czasu rzeczywistego do prowadzenia diagnostyki w dziedzinie rzędów oparty na*

układach typu FPGA, V Krajowa Konferencja "Diagnostyka techniczna urządzeń i systemów" DIAG'2003, Ustroń, 13-17 października 2003.

Numerical processing of data for determination of the parameters of structural damping in fine-grained concretes

Summary: Author presents the procedure of digitally processing the data aimed for determination of the coefficient of structural damping in the modified structural concretes. Presented are: the way of gaining the data being the result of measurements within a specialist system enabling application of dynamic loads; the theoretical bases of digital processing of signal, and some examples of transformation of data; the specialist computer programme, called DRG, operating in a programmed environment MATLAB applied for data processing while taking into consideration many harmonic signal components. This method allowed for considerable reduction of influences of additive white noise obtained alongside with a signal during measurements as well as elimination of noises from machines and devices working nearby. Digital processing of data allowed acquisition of more precise values of the coefficient of structural damping in the modified fine-grained concretes.

Key words: structural damping, digitally processing of signal

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/11/03.

Katarzyna Dołżyk, Wojciech Gosk, Zenon Szypcio

Wpływ wielkości analizowanego obszaru i elementu skończonego na nośność i osiadanie ław fundamentowych na piaskach

Streszczenie: W pracy analizowano wpływ wielkości obszaru oraz elementu skończonego na nośność i osiadanie ław fundamentowych liczonych za pomocą programu PLAXIS V8. Wykazano, że dla obliczenia ławy fundamentowej posadowionej na piasku należy stosować gęstą siatkę i analizowany obszar powinien mieć szerokość 11-krotnie ($n = 5$), a miąższość 7-krotnie większą od szerokości fundamentu.

Słowa kluczowe: ławy fundamentowe, piaski, nośność, osiadania, PLAXIS

Wprowadzenie

Program PLAXIS, opracowany w latach 90 i ciągle modernizowany, jest często stosowany do rozwiązywania wielu problemów geotechnicznych. Pozwala on łatwo opisać podłoże, konstrukcję, obciążenia i warunki brzegowe. Najnowsza wersja programu PLAXIS V8 [1] umożliwia obliczenia podstawowych zagadnień dwuwymiarowych: odkształceń i nośności podłoża, obliczeń ścian oporowych oraz liniowych zagadnień tunelowych z uwzględnieniem współpracy elementu konstrukcji i otaczającego ją gruntu. Za pomocą programu PLAXIS mogą być rozwiązywane zagadnienia konsolidacji oraz stateczność gruntu zbrojonego. Wyniki obliczeń prezentowane są w formie tabelarycznej lub graficznej.

Wersja V8 programu PLAXIS umożliwia wykonanie obliczeń dla różnych modeli gruntu łącznie z modelem zdefiniowanym przez użytkownika programu. Wiele zagadnień można z wystarczającą dokładnością obliczyć stosując sprężysto-

plastyczny model Coulomba-Mohra, opisany dobrze znanymi dla każdego inżyniera pięcioma parametrami: modułem sprężystości – E , współczynnikiem Poissona – ν , kohezją – c , kątem tarcia wewnętrznego – Φ i kątem dylatacji – Ψ . Ze względu na trudności natury numerycznej autorzy programu zalecają przyjmować dla gruntów idealnie sypkich $c > 0,2$ kPa. Kąt dylatacji – Ψ należy przyjmować:

$$\Psi = \Phi - 30^\circ \text{ dla } \Phi \geq 30^\circ \quad (1)$$

$$\Psi = 0 \text{ dla } \Phi < 30^\circ$$

Za pomocą punktów, linii i obszarów opisywana jest geometria zagadnienia. W obszarach, które mogą być częścią podłoża gruntowego, grunt przyjmowany jest jako ośrodek jednorodny. Po opisaniu geometrii zagadnienia program generuje automatycznie podział na elementy. Obszary są dzielone na elementy trójkątne 15 lub 6 węzłowe.

W programie PLAXIS możliwe jest generowanie pięciu poziomów gęstości siatki (wielkości elementów):

- siatka bardzo rzadka – około 50 elementów,
- siatka rzadka – około 100 elementów,
- siatka średnio gęsta – około 250 elementów,
- siatka gęsta – około 500 elementów,
- siatka bardzo gęsta – około 1000 elementów.

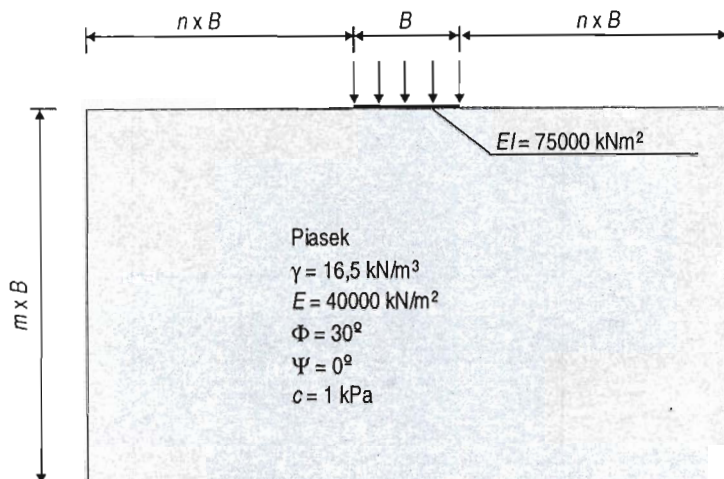
Zatem realna wielkość elementu jest funkcją przyjętego poziomu gęstości siatki i wielkości rozważanego obszaru.

Rozwiązanie, każdego problemu metodą elementów skończonych może być obarczone błędem wynikającym nie tylko z przyjętego do obliczeń modelu ośrodka, błędami czysto numerycznymi, ale również gęstością siatki i wielkością analizowanego obszaru.

W pracy analizowany będzie wpływ przyjętej gęstości siatki i wielkości analizowanego obszaru na nośność niezgłębionej ławy fundamentowej, posadowionej na jednorodnym suchym podłożu oraz jej osiadanie w chwili osiągnięcia stanu granicznego.

1. Geometria zagadnienia

Ława fundamentowa niezgłębiona ($D = 0$), bardzo sztywna ($EI = 75000 \text{ kNm}^2$), o szorstkiej podstawie i szerokości $B = 1,0\text{m}$ posadowiona jest na jednorodnym suchym podłożu piaszczystym (rys. 1).



Rys. 1. Geometria zagadnienia

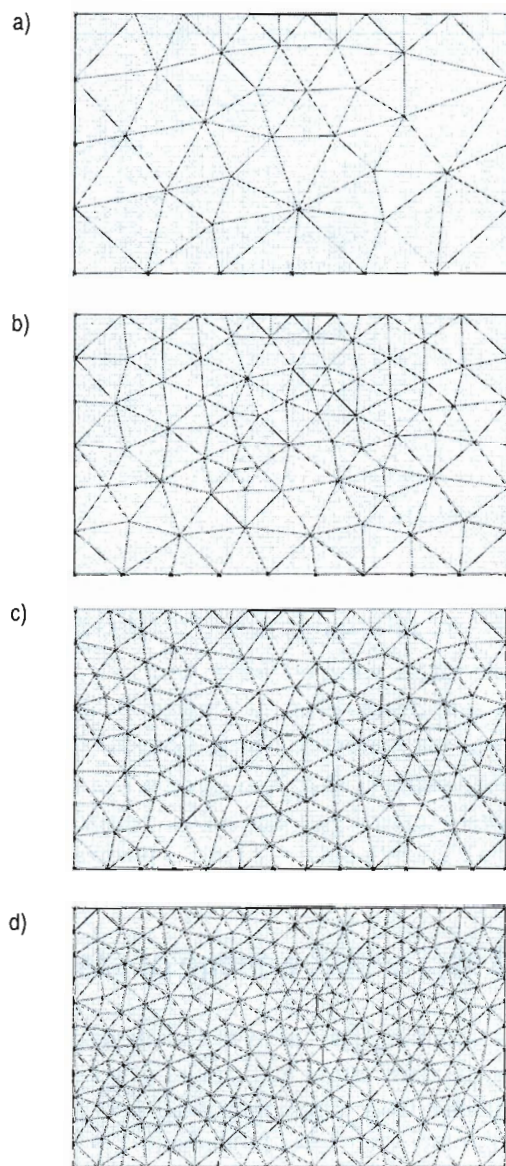
Przyjęto, że piasek jest ośrodkiem sprężysto idealnie plastycznym Coulomba–Mohra o parametrach: module sprężystości $E = 40000 \text{ kN/m}^2$; współczynnika Poissona $\nu = 0,3$; kącie tarcia wewnętrznego $\Phi = 30^\circ$ i kącie dylatacji $\Psi = 0^\circ$. Zgodnie z zaleceniami autorów dla piasków przyjęto kohezję $c = 1 \text{ kPa}$.

Analizowany obszar ma szerokość równą $(2n+1)B$ i miąższość mB (rys.1). Uważa się, że poza analizowanym obszarem ośrodek jest nieodkształcalny.

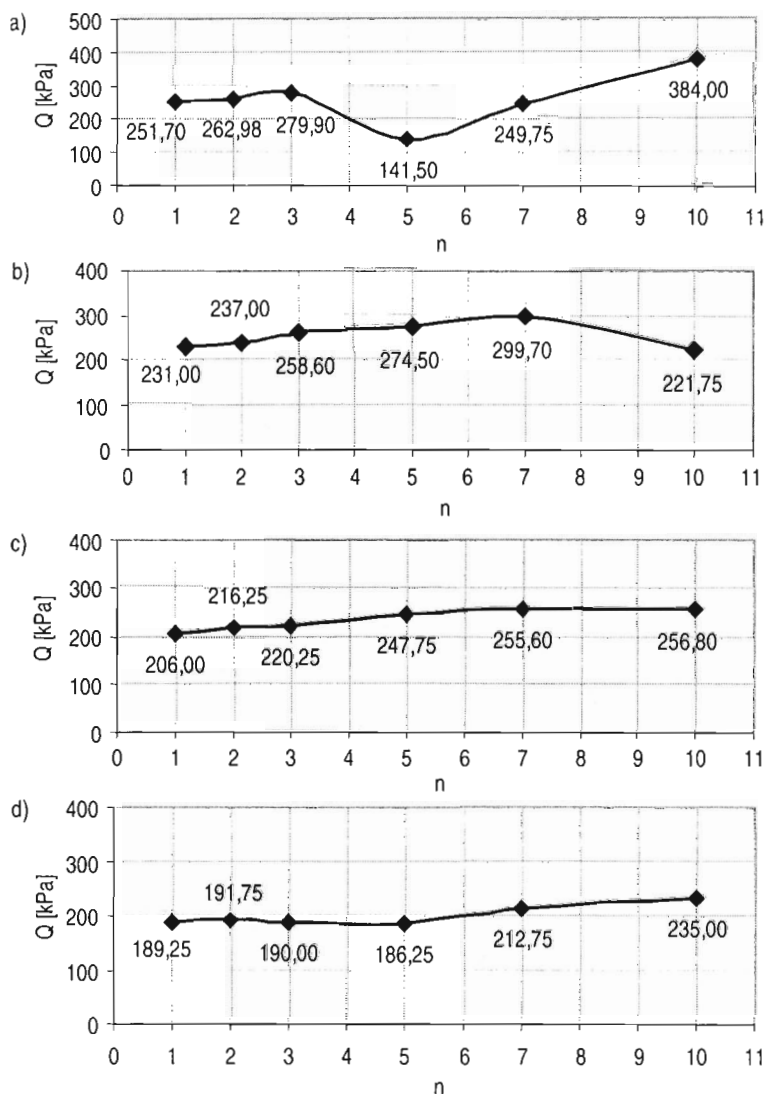
W pracy analizowano cztery gęstości siatek: bardzo rzadka, rzadka, średnio gęsta i gęsta. Podział na elementy dla $n = 2$ i $m = 3$ pokazano na rysunku 2.

2. Wpływ szerokości analizowanego obszaru

Na rysunku 3 pokazano wpływ szerokości analizowanego obszaru ($n = 1, 2, 3, 5, 7, 10$) na nośność fundamentu, a na rysunku 4 wpływ szerokości analizowanego obszaru na osiadanie ławy fundamentowej, przy miąższości analizowanej warstwy równej pięciokrotnej szerokości fundamentu ($m = 5$).

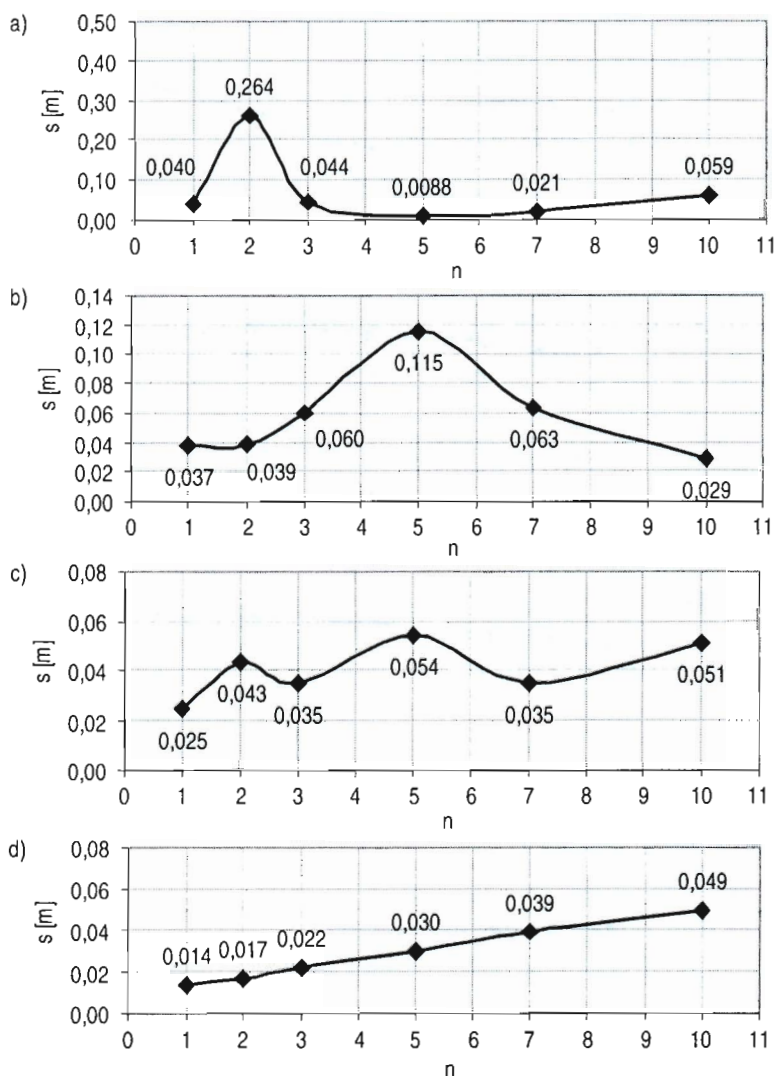


Rys. 2. Siatka elementów: a) bardzo rzadka, b) rzadka, c) średnio gęsta, d) gęsta



Rys. 3. Zależność nośności fundamentu od szerokości rozważanego obszaru dla $m = 5$ i siatki: a) bardzo rzadkiej, b) rzadkiej, c) średnio gęstej, d) gęstej

Zauważalna jest pewna niestabilność otrzymywanych wartości nośności dla siatki bardzo rzadkiej i rzadkiej. Dla siatki średnio gęstej i gęstej nośność ławy fundamentowej lekko rośnie wraz ze wzrostem szerokości analizowanego obszaru.



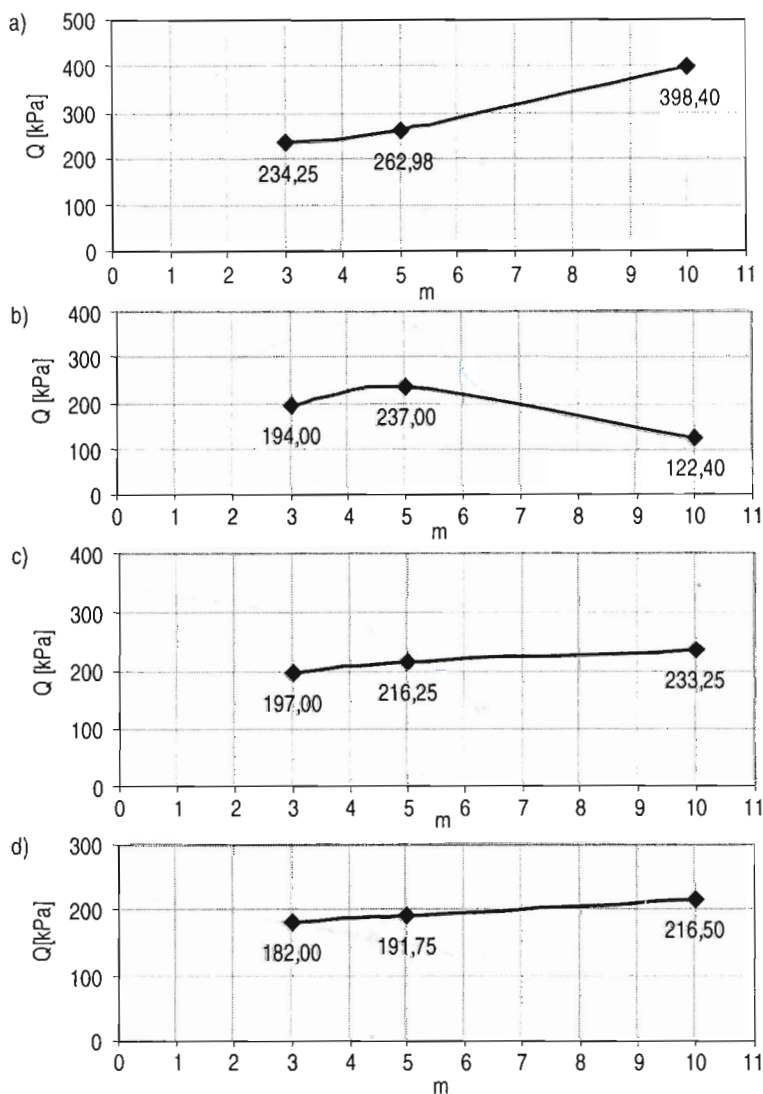
Rys. 4. Zależność osiadania fundamentu od szerokości rozważanego obszaru dla $m = 5$ i siatki: a) bardzo rzadkiej, b) rzadkiej, c) średnio gęstej, d) gęstej

Niestabilność wartości osiadania w chwili osiągnięcia stanu granicznego otrzymano dla siatki bardzo rzadkiej, rzadkiej i średnio gęstej. Dla siatki gęstej osiadanie znacząco rosło wraz ze wzrostem szerokości analizowanego obszaru.

Przy innych miąższościach analizowanego obszaru zauważono również niestabilność wartości nośności i osiadania.

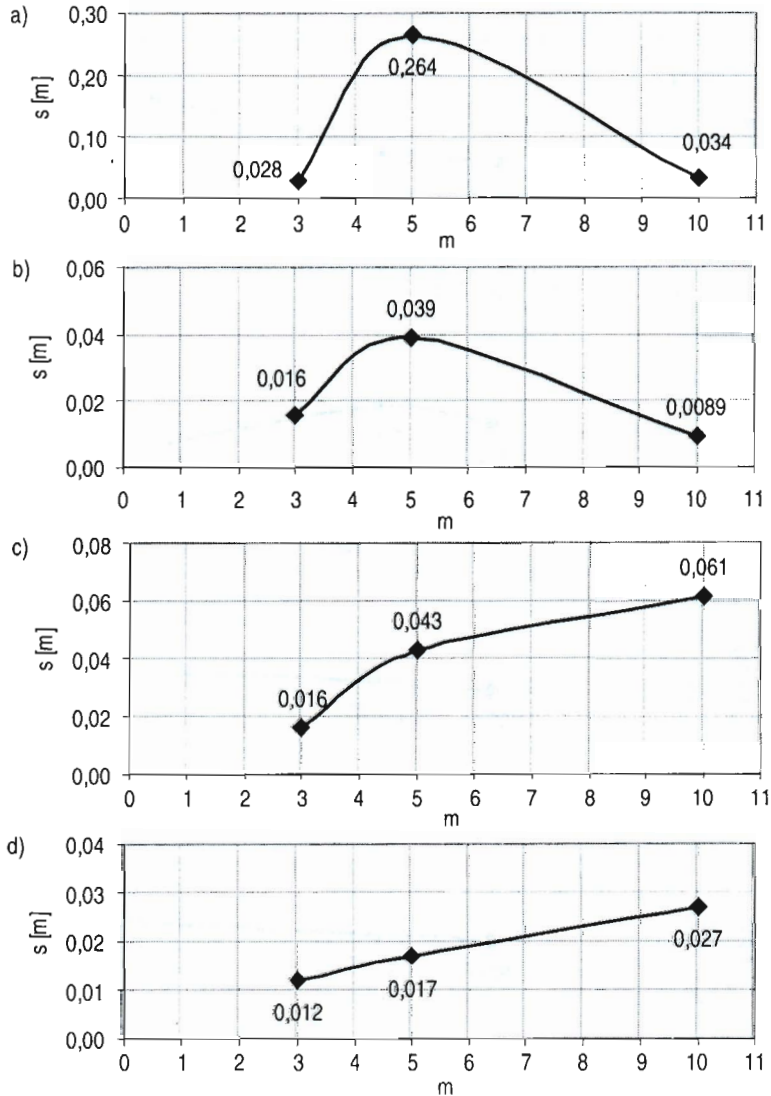
3. Wpływ miąższości analizowanego obszaru

Na rysunku 5 pokazano wpływ miąższości analizowanego obszaru ($m = 3, 5, 10$) na nośność, a na rysunku 6 na osiadanie ławy fundamentowej, przy $n = 2$



Rys. 5. Zależność nośności fundamentu od miąższości rozważanego obszaru dla $n = 2$ siatki: a) bardzo rzadkiej, b) rzadkiej, c) średnio gęstej, d) gęstej

Dla siatki bardzo rzadkiej nośność znacząco rośnie wraz ze wzrostem miąższości, a dla siatki rzadkiej znacząco maleje. Lekki wzrost nośności wraz ze wzrostem miąższości otrzymano dla siatki średnio gęstej i gęstej.



Rys. 6. Zależność osiadania fundamentu od miąższości rozważanego obszaru dla $n = 2$ i siatki a) bardzo rzadkiej, b) rzadkiej, c) średnio gęstej, d) gęstej

Maksymalne wartości osiadania otrzymano przy $n = m = 5$ dla siatki bardzo rzadkiej i rzadkiej. Dla siatki średnio gęstej i gęstej osiadanie rośnie wraz ze wzrostem miąższości analizowanego obszaru.

Przy $n > 2$ zauważono również zależność nośności i osiadania od miąższości analizowanego obszaru.

Podsumowanie

W tablicy 1 przedstawiono nośność, zaś w tablicy 2 osiadanie ławy fundamentowej w zależności od szerokości $n = 1, 2, 3, 5, 7, 10$ i miąższości $m = 3, 5, 7, 10$ analizowanego obszaru dla siatki bardzo rzadkiej, rzadkiej, średnio gęstej i gęstej.

Tablica 1. Nośność fundamentu Q [kPa] w zależności od wielkości rozważanego obszaru

siatka bardzo rzadka						
m \ n	1	2	3	5	7	10
3	226,75	234,25	258,00	236,50	297,30	299,40
5	251,70	262,98	279,90	141,50	249,75	384,00
7	—	—	272,70	332,85	335,65	200,75
10	398,40	320,76	394,80	273,56	276,90	499,20
siatka rzadka						
m \ n	1	2	3	5	7	10
3	190,00	194,00	208,25	234,00	206,25	233,50
5	231,00	237,00	258,60	274,50	299,70	221,75
7	—	—	249,75	321,65	281,70	344,75
10	268,24	122,40	138,32	140,13	156,50	167,75
siatka średnio gęsta						
m \ n	1	2	3	5	7	10
3	189,25	197,00	212,25	204,50	245,50	222,25
5	206,00	216,25	220,25	247,75	255,60	256,80
7	—	—	200,00	291,30	288,90	254,24
10	225,50	233,25	281,40	166,25	320,25	279,72
siatka gęsta						
m \ n	1	2	3	5	7	10
3	178,00	182,00	198,25	192,75	190,50	202,00
5	189,25	191,75	190,00	186,25	212,75	235,00
7	—	—	220,75	236,25	219,25	256,20
10	189,25	216,50	244,50	240,75	265,80	269,73

Najniższą wartość nośności $Q = 141,5 \text{ kPa}$ otrzymano dla $n = m = 5$, a maksymalną wartość $Q = 499,2 \text{ kPa}$, przy $n = m = 10$ dla siatki bardzo rzadkiej. Analizując wyniki, możemy powiedzieć, że najbardziej stabilne wartości nośności otrzymano dla siatki gęstej, dla $n \geq 3$ i $m \geq 7$.

Tablica 2. Osiadanie fundamentu s [m] w zależności od wielkości rozważanego obszaru.

siatka bardzo rzadka						
$m \backslash n$	1	2	3	5	7	10
3	0,033	0,028	0,050	0,040	0,031	0,062
5	0,040	0,264	0,044	0,008	0,021	0,059
7	—	—	0,053	0,036	0,044	0,015
10	0,034	0,047	0,041	0,025	0,028	0,087
siatka rzadka						
$m \backslash n$	1	2	3	5	7	10
3	0,012	0,016	0,019	0,051	0,016	0,030
5	0,037	0,039	0,060	0,115	0,063	0,029
7	—	—	0,053	0,057	0,052	0,058
10	0,196	0,009	0,010	0,010	0,012	0,013
siatka średnio gęsta						
$m \backslash n$	1	2	3	5	7	10
3	0,012	0,016	0,019	0,029	0,070	0,046
5	0,025	0,043	0,035	0,054	0,035	0,051
7	—	—	0,020	0,081	0,068	0,076
10	0,047	0,061	0,082	0,013	0,101	0,037
siatka gęsta						
$m \backslash n$	1	2	3	5	7	10
3	0,011	0,012	0,050	0,024	0,022	0,021
5	0,014	0,017	0,022	0,030	0,039	0,049
7	—	—	0,024	0,065	0,032	0,072
10	0,021	0,027	0,050	0,043	0,061	0,057

Analizując osiadanie ławy fundamentowej w chwili osiągnięcia stanu granicznego możemy stwierdzić zjawisko podobne, że im siatka jest bardziej rzadka (większe elementy) tym wielkości osiadania bardziej zależą od wielkości analizowanego obszaru. Dla siatki gęstej stabilne wartości osiadań otrzymano dla $n \geq 5$ i $m \geq 7$.

Daje się zauważyć, że wartości nośności i osiadania odbiegające od wartości średnich otrzymywano najczęściej dla $n = m$. Może to świadczyć, iż siatka może mieć pewne symetrie, które mają wpływ na wyniki obliczeń.

Należy się spodziewać, że podobne zależności otrzyma się dla ław fundamentowych zagłębianych, posadowionych na innych podłożach (piaskach bardziej zagęszczonych $\Phi > 30^0$ i $\Psi > 0$ oraz gruntach spoistych).

Wnioski

Analizując wyniki obliczeń możemy stwierdzić:

- program PLAXIS jest bardzo użyteczny przy obliczaniu nośności i osiadania fundamentów bezpośrednich,
- wyniki osiadania ław posadowionych na piaskach znacząco zależą od gęstości siatki i wielkości analizowanego obszaru,
- realne wartości nośności i osiadania otrzymuje się dla siatki gęstej przy $n \geq 5$ i $m \geq 7$, co jest zgodne z oczekiwaniem,
- dla każdego rozpatrywanego zagadnienia tak gęstość siatki jak i wielkość rozważanego obszaru powinny być określone na podstawie analizy wpływu wielkości obszaru jak również geometrii i wielkości siatki.

Literatura

- [1] **Brinkgreve R.B.J.:** *PLAXIS 2D-Version 8*, A.A. Balkema Publishers, 2002.

THE INFLUENCE OF ANALYSED AREA AND FINITE ELEMENT SIZE ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENTS OF SHALLOW FOUNDATIONS ON SANDS

Summary: In this work the influence of analysed area and finite element size on bearing capacity and settlements of shallow foundations on sand, which are calculated by PLAXIS V8 finite element program, is analysed. The analysed area must be minimum $11B$ wide and $7B$ deep.

Keywords: shallow foundations, sands, bearing capacity, settlements, PLAXIS

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

Walery Jezierski, Igor Szarszow

Metoda zawodowo-twórczego samorozwoju studentów

Streszczenie: W pracy przedstawiono oryginalne koncepcje metody zawodowo-twórczego samorozwoju osobowości. Metoda jest przydatna przede wszystkim dla studentów wyższych uczelni. Algorytm metody obejmuje sześć bloków mikrostrukturalnych, w których stopniowo rozwijane są cechy i umiejętności przydatne w kształtowaniu przyszłej działalności zawodowej studentów.

Słowa kluczowe: metoda zawodowo-twórczego samorozwoju osobowości (ZTSO), intelekt, twórczość, pamięć, samokształcenie, intuicja

Wstęp

Globalne procesy rozwoju nauki i techniki we współczesnym świecie prowadzą do zmian w pojmowaniu metod kształcenia i efektów specjalizacji. Efektywność profesjonalnej działalności młodego specjalisty zależy dziś nie tylko od wiedzy zdobytej na wyższej uczelni i własnych umiejętności oraz predyspozycji, ale również od przyszłego poziomu uformowanych zdolności do zawodowo-twórczego samorozwoju. Uzyskany bowiem zasób wiedzy i umiejętności bez permanentnego wzbogacenia szybko się dezaktualizuje, a do nawyków samorozwoju i samokształcenia pracownik nie zawsze jest predysponowany i właściwie ukierunkowany. W rezultacie traci on kosztowny czas na uzupełnianie niedostatków w wykształceniu. Zdobywaniu odpowiednich umiejętności na wyższych uczelniach przeszkadza często niedostateczne opracowanie realnych modeli i metod nauczania. W publikacji przedstawiono wariant metody zawodowo-twórczego samorozwoju osobowości (ZTSO).

1. Ogólne zasady przygotowania studenta do przyszłego zawodowo-twórczego samorozwoju

Wiedza o osobliwościach procesu ZTSO pozwala planować własny indywidualny rozwój. Na określonym etapie student jest zdolny samodzielnie budować własną drogę twórczą. Jednak do tego konieczne jest, niezależnie od specjalności i profilu uczelni, psychologiczno-pedagogiczne przygotowanie oraz wiedza o mechanizmach i sposobach realizacji procesu ZTSO. Metoda nauczania zawodowo-twórczego samorozwoju osobowości wymaga zmian organizacji zajęć w tradycyjnym procesie nauczania. Priorytetem są tu cele przyszłej działalności zawodowej i naukowej, a zatem formy i metody nauczania, pozwalające organizować twórczą działalność studentów oraz nauczać ich metod i środków zintegrowanych z celem jakim ma być przyszły samorozwój. Studenci stają się równouprawnionymi uczestnikami–podmiotami procesu kształcenia. Są oni w równym stopniu odpowiedzialni za produktywność tego procesu.

Metoda nauczania zawodowo-twórczego samorozwoju opiera się na realizacji indywidualnej trajektorii ZTSO każdego uczącego się. Powinna mieć ona wariatywny charakter, umożliwiający organizację działalności dydaktycznej w uczelniach o dowolnym profilu. Jednocześnie treść nauczania zawodowego powinna przewidywać przygotowanie do elastycznej zmiany zawodów i specjalności [1]. Rozumie się przez to wielostronny intelektualny i twórczy rozwój studentów, formowanie elastycznych cech i zdolności do zawodowego samorozwoju, zapewniające maksymalną uniwersalność metody nauczania ZTSO. W artykule rozpatrywany jest przykład wykorzystania metody ZTSO przez studentów studiujących na specjalnościach technicznych i matematyczno-fizycznych.

W procesie realizacji omawianej metody doprowadza się studentów do uświadomienia sobie konieczności wykorzystania ZTSO, samodzielnego wytyczania celów tego procesu, opanowaniu form, metod i środków ich osiągnięcia oraz budowania indywidualnej strategii samorozwoju i jej realizacji. Podstawowe elementy samokształcenia w procesie ZTSO to: motyw, samodiagnoza, cel, plan, program, działalność i refleksja oraz samokorekta. Cykl obejmujący wymienione elementy może się powtarzać na coraz wyższym poziomie. Zatem może być stosowany do dowolnego dostatecznie zakończonego okresu kształcącego, tj.: pojedynczego zajęcia, semestru dydaktycznego, rocznego lub wieloletniego programu itp.

Konkretne treści etapów metody nauczania zawodowo-twórczego samorozwoju studentów obejmują sześć stosunkowo samodzielnych bloków. Autorzy proponują kolejność ich realizacji, przy której w sposób najdokładniejszy odzwierciedlone zostaną cele procesu. Jednocześnie każdy z bloków ma elastyczną, wa-

riatywną treść, pozwalającą na zmianę kolejności nauczania tematów wewnątrz bloku z uwzględnieniem indywidualnych cech studentów, ich zawodowej i naukowej motywacji oraz profilu uczelni. Wybór konkretnych ćwiczeń, wchodzących w skład bloków metody, pozostawia się studentowi [2]. Do zadań tego artykułu nie należy szczegółowe opisanie materiału bloków, aby nie tworzyć stereotypów „gotowej recepty”, zapewniającej stuprocentowy wynik. Dużo przy tym zależy od osobowości pedagoga. Zajęcia powinny być zaplanowane w taki sposób, aby były interesujące i twórcze oraz nie niszczyły zainteresowań studentów określoną działalnością.

W celu udoskonalenia nawyków oraz podwyższenia dydaktyczno-zawodowej aktywności studentów i ich samodzielności zajęcia praktyczne powinny być prowadzone w podgrupach (optymalnie 12-16 osób). Szczególne znaczenie mają samodzielne, twórcze prace wykonywane poza uczelnią. W celu rozszerzenia zawodowych zainteresowań i pogłębienia samopoznania studentów dobiera się różnorodne zadania, takie jak: wykonanie rysunku, wyrobu, kolażu; napisanie opowiadania, baśni, scenariusza, minidysertacji, opowiadania fantastycznego; rozwiązywanie zadania logicznego lub skomplikowanej sytuacji itp. Prace wykonywane poza uczelnią służą nie tylko tradycyjnemu utrwaleniu materiału z zajęć, ale również wielostronnemu rozwojowi studentów, refleksyjnemu uświadomieniu im własnego potencjału oraz nauce osobisto-zawodowych cech i rozwijaniu zdolności.

Na wszystkich zajęciach dokonuje się sprawdzenia prac wykonywanych poza uczelnią. Jeśli należało wykonać rysunek lub model, to powinien on być demonstrowany wszystkim uczącym się i komentowany przez autora–wykonawcę. Ustne zadania po odsłuchaniu oceniane są jakościowo przez grupę. Prace pisemne o niewielkiej objętości są zazwyczaj odczytywane. Na zajęciach omawia się każde ćwiczenie, aby studenci uświadamiali sobie sens swoich działań i ich rezultaty. Intensyfikuje to nie tylko ich refleksyjną działalność, ale również sprzyja lepszemu wzajemnemu porozumieniu, zrozumieniu zainteresowań zawodowych, pasji i cech kolegów, polepsza mikroklimat w zespole. Poza tym uczy to ich sposobu przemawiania, bezstresowego referowania przed audytorium, wyrażania swojego punktu widzenia itp.

2. Treść metody ZTSO

Blok pierwszy: ZTSO i intelekt. Uwagde studentów proponuje się skale i testy do badania zdolności intelektualnych, liczbową charakterystykę intelektu, na przykład współczynnik inteligencji (IQ). Rozpatruje się skalę oceny intelektu w punktach.

Przy tym szczególną uwagę przykłada się do obiektywności testów, ogólnej oceny inteligencji oraz roli inteligencji w procesie ZTSO. Praktyka pokazuje, że przy rozwiązywaniu zadań testowych uwidacznia się efekt treningu. Studenci zapoznają się z różnymi metodami oceny poziomu inteligencji. Najbardziej znaczące i interesujące testy przeprowadzane są w całości, z punktowym ocenianiem poziomu rozwoju intelektu studentów, ich stylu myślenia oraz trafności wybranego przez nich zawodu. Równolegle dokonuje się analizy porównawczej testów oraz omawia się stopień ich niezawodności.

Szczególne znaczenie dla procesu ZTSO studentów uczelni technicznych mają matematyczne metody rozwijania intelektualnych i twórczych zdolności pomagające rozwijać logiczno-przestrzenne myślenie i wyobraźnię matematyczną. Obecnie w praktyce kształcenia przeważają sytuacje, kiedy wykładowca stawia przed uczącym się już gotowe prawidłowo sformułowane zadanie, które ma jedno poprawne rozwiązanie. Podobne podejście nie kształci twórczo osobowości. Zdaniem autorów korzystne jest stosowanie niestandardowych zadań, wymagających twórczego podejścia, rozwijających elastyczne matematyczne myślenie i sprzyjających kształtowaniu się twórczego specjalisty.

Obecnie najpopularniejszym typem zadania twórczego jest zadanie z jawnie wyrażonymi sprzecznościami. Czasami na uczelniach o profilu technicznym stosuje się zadania z nieprawidłowo przedstawionymi informacjami, niewystarczającymi lub zbędnymi. Konieczne jest ich przeanalizowanie i znalezienie braków. Stosuje się również zadania logiczne polegające na opisywaniu zjawisk i procesów, objaśnianiu, udowadnianiu i ustalaniu związków przyczynowo-skutkowych. Oprócz tego proponuje się zadania na prognozowanie, optymalizację, recenzowanie oraz zadania „odmieńce”, a także zadania badawcze. Pożyteczne jest zapoznanie studentów z wyżej wymienionymi zadaniami, z osobliwościami ich formułowania i rozwiązania, ponieważ może to być wykorzystane tak do rozwijania czysto matematycznego myślenia jak i do działalności zawodowej. Dobrym stymulatorem są zajmujące zadania, które rozwijają logikę myślenia, na przykład ciekawe historyczne zadania matematyczne, matematyczne sofizmaty oraz zadania z olimpiad itp.

Blok drugi: ZTSO i twórczość. Potencjalne zdolności, przejawiając się w innych rodzajach twórczej działalności, mogą stymulować rozwój zdolności twórczych w podstawowej zawodowej działalności. W celu aktywizacji refleksyjnej i twórczej działalności studentów w drugim bloku szczególną uwagę przywiązuje się do literackiej i plastycznej działalności (rysunki, aplikacje itp.), dobiera się zadania pobudzające do wielowariantowych oryginalnych rozwiązań, opanowania ogólnych metod poszukiwania twórczego. Rozpatruje się pytania o ilościową ocenę zdolności twórczych, metody diagnostyki wyobraźni twórczej, demonstruje się

dużą liczbę rzutowych testów, ocenia się stopień ich obiektywności. Studenci uświadamiają sobie, że rzutowych testów nie można określać według kryterium „rozwiązano-nie rozwiązano”, jak większości testów na inteligencję.

Studenci poznają historię powstawania i sedno metod heurystycznych i technik rozwiązywania twórczych i zawodowych zadań: metody „burzy mózgów”, synektyki, „pytań kluczowych”, wielowymiarowych macierzy, inwersji, empatii, sposobów rozwiązywania twórczych zadań, modelowania do gier itd.

Rozpatrzmy jako przykład metodę „burzy mózgów”. Studenci dzielą się na cztery grupy: 1 grupa – generowanie idei, 2 grupa – krytycy, 3 grupa – obrona i 4 grupa – ocena idei oraz działań 2 i 3 grupy. Grupy spełniają te funkcje kolejno, aby wszyscy studenci odegrali różne role. Każda grupa otrzymuje zadanie. W ciągu 5 minut proponują oni warianty rozwiązania tego zadania. Następnie 1 grupa przedstawia swoje idee, 2 - stara się je obalić, 3 - broni, a 4 - ocenia wyniki dyskusji. Wykładowca nie powinien przy tym wpływać na wyniki dyskusji. Jego funkcja – nakierowywać i korygować przebieg dyskusji, zachowując równowagę między uczestnikami o różnym poziomie aktywności, charakteru i temperamentu.

Powyższa metoda trafnie może być wykorzystywana również w bloku rozwoju intelektu. Ma na celu uwolnienie twórczej energii studentów, powstrzymanej w zwyczajnych warunkach przez „śluzy” konserwatywnego wykładania. Podstawową zasadą tej metody jest nieprzeszkadzanie w formułowaniu dowolnej tezy, nawet najbardziej absurdałnej. Ta zasada jest obowiązkowa na etapie generowania idei. Grupa krytyków później już ma prawo poddawać w wątpliwość tezę, sprawdzając jej żywotność i racjonalność. Poprzez omówienie wypracowuje się optymalne rozwiązania danego twórczego zadania.

Wśród metod heurystycznych szczególne miejsce zajmują gry dydaktyczne i aktorskie w specjalnie stworzonych sytuacjach zawodowych. Pozwalają one odtworzać w najbardziej realistyczny sposób sytuacje twórczego zawodowego poszukiwania, w których w największym stopniu objawia się samodzielność, inicjatywa, aktywność i twórczość. Modelowanie do gry pozwala pozbyć się stereotypów, szablonowego myślenia i postępowania, co jest szczególnie ważne dla przyszłej działalności zawodowej.

Blok trzeci: ZTSO i pamięć. Ważność i konieczność rozwijania pamięci jest oczywista dla wszystkich. W realnym procesie kształcenia poświęca się temu bardzo mało uwagi. Tak więc w tym bloku rozwijają się różne rodzaje pamięci, analizuje się ich znaczenie dla działalności zawodowej. Najczęściej studentom nie trzeba wyjaśniać znaczenia pamięci zmysłowej, chociaż metody jej rozwijania zna niewielu, działając częściej spontanicznie lub mając nadzieję na „wrodzoną pamięć”. Gorzej rzecz się ma z pamięcią obrazową. Jest to najbardziej trwała i pojemna forma pamięci.

Jeśli pamięć słowna ma 7 ± 2 bit/s na jeden obraz, to obrazowa 60 ± 5 bit/s. Koniecznym warunkiem efektywnej pracy pamięci obrazowej jest udoskonalenie wszystkich rodzajów pamięci, niezależnie od dominującej (w związku z tym, że może ona zawodzić, a pozostałe okażą się nieprzygotowane).

Na zajęciach praktycznych studenci zapoznają się z osobliwościami i możliwościami pamięci obrazowej; opanowują różne metody jej treningu, sposoby określania dominującego rodzaju pamięci, metody treningu różnych rodzajów pamięci (wzrokowej, słuchowej, zmysłowej itp.) oraz sposoby wzajemnego oddziaływania wszystkich rodzajów pamięci w całości. W trakcie zajęć proponuje się oryginalne ćwiczenia i zadania ze specjalnych metod treningu różnych rodzajów pamięci. Zainteresowanym studentom można zaproponować pełny wariant metody rozwijania pamięci obrazowej do samodzielnego wykorzystania w czasie wolnym od nauki.

Zajęcia praktyczne w tym bloku mają maksymalnie samodzielny charakter. Wykładowca przedstawia zestaw koniecznych ćwiczeń, a studenci sami określają rodzaje pamięci, które dzięki tym ćwiczeniom się rozwijają, organizują odpowiednią działalność, proponują warianty utrudnienia i udoskonalania zadań dla rozwijania innych rodzajów pamięci itd. Wynik samooceny powinien aktywizować studentów do dalszego samodzielnego udoskonalenia pamięci przy wykorzystaniu zaproponowanych metod.

Blok czwarty: ZTSO i sztuka aktorska. Ważne znaczenie w tym bloku ma rozwijanie zdolności werbalnych. Pedagodzy często skarżą się na studentów, że operują ograniczonym słownictwem i nie mają umiejętności wymowy, co w żargonie akademickim brzmi jako wulgaryzm „niemowy”. Szczególnie dotyczy to studentów specjalności technicznych, którzy nawet na ostatnim roku nauczania mają problemy z wystawianiem się. Jak zwykle nie jest to związane z poziomem zdolności intelektualnych, a tylko z osobliwościami wykładania, które nie sprzyjały w rozwoju werbalnych zdolności, komunikatywności i kulturze obcowania. Średnio czas aktywnej wypowiedzi (odpowiedzi lub omówienia) przypadający na jednego studenta nie przekracza 7-9 minut w tygodniu. Przyjęte formy zajęć zupełnie nie przewidują werbalnej aktywności studentów.

Praktycznie wszystkie proponowane ćwiczenia rozwiązują zadanie podwyższenia kultury mowy i obcowania studentów. Studenci na każdym zajęciu kilkakrotnie występują przed grupą, komentując samodzielne prace wykonywane poza uczelnią, wykonując zadania audytoryjne, formułując i odpowiadając na pytania, uczestnicząc w regularnych dyskusjach oraz przekonując do swoich idei słuchaczy i omawiając koncepcje porównawcze. Ćwiczenia w tym bloku mają na celu koncentrację uwagi studentów na osobliwościach lub problemach ich mowy oraz uświadamianiu konieczności dalszego samorozwoju w tej dziedzinie.

Pedagodzy i psychologzy często zwracają się do idei psychotechniki K. S. Stanisławskiego. Metody gier, wchodząc coraz szerzej do pedagogicznej praktyki, doprowadziły do szerszego spojrzenia na ten system. Droga do poznania, przebiegająca w charakterze gry, jest drogą aktywnej wyobraźni. Trudne przedmioty (na przykład techniczne lub matematyczne) można opanować łatwiej, jeżeli w trakcie ich opanowywania wykorzystuje się niektóre ze sposobów przeistaczania dla bardziej głębokiego zrozumienia i przyswojenia istotnej zawodowo informacji.

Za dobry przykład efektywności zastosowania systemu K. S. Stanisławskiego w nauczaniu może posłużyć „technika pracy własnej”, która została stworzona, na podstawie idei psychotechniki przez moskiewskiego ekonomistę-cybernetyka. S. Marjina. Pozwoliła ona autorowi opanować 12 języków obcych w najkrótszym czasie (w ciągu 6-7 dni każdy).

W tym bloku dobiera się kompleks ćwiczeń, sprzyjających opanowaniu elementów systemu K. S. Stanisławskiego, zaczynając od sposobów rozwijania mowy i kończąc teatralnymi i zawodowo-rolowymi grami. Zadania tak jak i wiele innych wykonywane są kolejno przez wszystkich studentów. Zasadniczym wymaganiem jest zakaz powtarzania się. Godne uwagi jest to, że dany blok jednocześnie sprzyja studentom w rozwijaniu cech własnych, pozbawieniu kompleksów obcowania, podwyższeniu samooceny i pewności siebie.

Blok piąty: ZTSO i samokształcenie. Zdobywanie przez studentów umiejętności i nawyków samokształcenia jest główną ideą wszystkich ćwiczeń i zadań w ramach tej metody. Główną uwagę skupia się na formowaniu nawyków pracy z fachowym tekstem pisanym. Przewidzieliśmy specjalny rozdział związany z optymalnym opanowaniem informacji. W tym rozdziale proponuje się metodę racjonalnego czytania, zawierającą w sobie diagnostykę i rozwijanie szybkości czytania, rozumienie tekstu, koncentrowanie uwagi oraz autotrening. Neutralizuje to główny argument większości studentów wyjaśniających niski poziom swojego czytania i niewystarczający zasób wiedzy zawodowej brakiem czasu. W wyniku tego możliwe jest opanowanie niezbędnego materiału dydaktycznego oraz czytanie literatury specjalistycznej, co sprzyja samorozwojowi i podniesieniu kwalifikacji i poziomowi zawodowego.

Zwykle rezultaty „nieprzygotowanej” osoby to 30 do 60% opanowania informacji i szybkość czytania od 300 do 700 znaków na minutę tekstu publicystycznego. Teksty specjalistyczne (przykładowo: notatki z wykładów, literatura zawodowa) dają wyniki znacznie niższe. Szybkość spada prawie dwukrotnie, a jakość opanowania informacji wynosi zaledwie 5%. Ponieważ studenci w działalności dydaktyczno-zawodowej mają do czynienia przede wszystkim z literaturą dydak-

tyczną i specjalistyczną, to zdają sobie sprawę z konieczności samodoskonalenia w zakresie opanowania szybkiego czytania.

Metoda racjonalnego czytania pozwala na naukę czytania z minimalną stratą czasu i z maksymalnym opanowaniem materiału, zwiększając szybkość czytania 3 do 5 razy (czasem o 10 do 15 razy) i umożliwia zapamiętywanie do 80-90% przeczytanej informacji. Sposoby psychofizycznej samoregulacji pomagają uwierzyć w swoje możliwości.

Blok szósty: ZTSO i intuicja. To jest uogólniona nazwa bloku, który zawiera w sobie intuicyjne metody rozwiązywania zadań zawodowych, oryginalne gry-ćwiczenia na rozwijanie asocjatywności myślenia, logiki, poczucia humoru i zdolności do empatii.

Na przykład metoda empatii (lub osobistej analogii) zawsze była ważną metodą heurystyczną rozwiązywania zadań twórczych. Proces zastosowania analogii okazuje się ogniwem między intuicyjnymi i dedukcyjnymi procedurami myślenia. Empatia w rozwiązywaniu zawodowego twórczego zadania rozumiana jest w szerokim sensie - jako połączenie z obiektem technicznym, procesem, systemem, którym przypisuje się uczucia lub emocje człowieka. To połączenie wymaga olbrzymiej fantazji, aktywizacji myślenia obrazowego. Doprowadza do poszukiwania oryginalnych idei. Do wad metody empatii należy potrzeba dużego nakładu czasu i nieprognozowalność rozwiązania zadania.

Warto zauważyć, że większość ćwiczeń metody ZTSO jest przepleciona humorem, który spełnia rolę ważnego czynnika motywacji i stymulowania działalności. Udowodnienie studentom ważności poczucia humoru nie jest konieczne. Według ankietowania studentów Tambowskiego Państwowego Uniwersytetu (Rosja) poczucie humoru przeważa w wykazie cech samorozwijającego się twórczo specjalisty. Jedni studenci uważają, że to jest najbardziej brakująca cecha w szkole i na uczelniach wyższych. Inni zaznaczają twórczy charakter tej cechy. Kolejni domyślają się lub wiedzą z licznych publikacji o ścisłej więzi humoru i intelektu. Staraliśmy się podejść do humoru jako do skomplikowanej intuicyjnej cechy, której prawdopodobnie nie można zdobyć, trudno się nauczyć, ale można rozwijać.

Podsumowanie

Autorzy pracy chcieliby przekonać adresatów, że proces zawodowo-twórczego samorozwoju jest ciągły i nie ogranicza się do stosowania jednej metody. Zdobyte umiejętności i nawyki powinny pomóc specjaliście w przyszłej działalności naukowej i zawodowej.

Literatura

- [1] Маркова А.К. Психология профессионализма: Педагогика, Москва, 1996.
- [2] Шаршов И.А. Профессионально-творческое саморазвитие личности: сущность и технология. Москва-Тамбов, 2003.

ON SELF-IMPROVEMENT PROFESSIONAL-CREATIVE PERSONALITY METHOD FOR STUDENTS OF TECHNICAL STUDIES

Summary: In this work the basis of a self-improvement professional-creative personality method are presented. This method is useful for students of technical studies of technical studies. It contains six blocks, which little by little develops characteristics and abilities of students useful for the future professional activity.

Key words: self-improvement professional-creative personality method, creativity, intellect, creativity, memory, self-education, intuition

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

Marta Kosior – Kazberuk, Małgorzata Lelusz

Popiół lotny jako aktywny dodatek do betonu

Streszczenie: W artykule przedstawiono podstawowe właściwości popiołu lotnego z Elektrociepłowni EC2 w Białymstoku. Oceniono aktywność pucolanową popiołów, a także wpływ dodatku na dynamikę narastania wytrzymałości oraz czas wiązania spoiwa na bazie cementu portlandzkiego i hutniczego. Analiza wyników przeprowadzonych badań wskazuje na możliwość stosowania popiołu jako dodatku do betonu, zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 450. Znajomość podstawowych cech jakościowych popiołów jest podstawą efektywnego stosowania tych popiołów w budownictwie.

Słowa kluczowe: popiół lotny, cement, aktywność pucolanowa, wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, czas wiązania

Wstęp

Norma PN-EN 206-1 [1] umożliwia wprowadzenie do betonu szeregu dodatków mineralnych, które mogą w znaczący sposób wpływać na właściwości zarówno mieszanki betonowej, jak i stwardniałego betonu. Wyróżnia się dwa typy dodatków nieorganicznych:

- dodatki prawie obojętne (typ I) – substancje inertne w środowisku hydratyzującego cementu,
- dodatki o właściwościach pucolanowych lub utajonych właściwościach hydraulicznych (typ II) – substancje aktywne w środowisku zaczynu cementowego, do których należą popioły lotne o ustalonej przydatności, pyły krzemionkowe oraz żużle wielkopiecowe.

Dodatkiem, który jest najczęściej wprowadzany do betonów, jest popiół lotny, będący ubocznym efektem spalania węgla kamiennego [2,3]. Zawartość dodatków

typu II w składzie betonu należy ustalać na podstawie badań wstępnych (PN-EN 206-1, załącznik A). Dodatki typu II mogą być uwzględniane w projektowaniu składu betonu w ramach określenia zawartości cementu w betonie oraz współczynnika woda/cement. Następuje to poprzez wprowadzenie określonej wartości współczynnika „k”.

Pojęcie współczynnika „k” umożliwia [2]:

- zastąpienie terminu „współczynnik woda/cement” terminem współczynnik „woda/(cement + k × dodatek)”,
- ustalenie minimalnej zawartości cementu dla danej klasy ekspozycji.

Popiół stosowany jako dodatek mineralny typu II do betonu musi spełniać wymagania zawarte w normie PN-EN 450 [4].

Prezentowana praca dotyczy wstępnej oceny przydatności popiołu lotnego, pochodzącego z Elektrociepłowni EC2 w Białymstoku, jako dodatku do betonu w warunkach określonych w normie [1]. Popioły te, jak dotąd, nie są stosowane w budownictwie na skalę przemysłową, chociaż badania nad ich wykorzystaniem podejmowano już przed dwudziestu laty [5]. Omówiono jakość popiołu oraz jego wpływ na wybrane właściwości zaczynu cementowego.

1. Wykorzystanie popiołu lotnego do produkcji betonu zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 206-1

Popiół lotny, spełniający wymagania normy PN-EN 450 [4], może być stosowany do wytwarzania betonów, zgodnie z zapisami normy PN-EN 206-1 [1], jako dodatek typu II. Maksymalna zawartość popiołu lotnego w betonie, wyrażona w postaci współczynnika „k”, musi spełniać warunek:

$$\text{popiół lotny/cement} \leq 0.33 \text{ wagowo.}$$

Wprowadzając do betonu większe ilości popiołu, nie należy uwzględniać jego nadmiaru przy obliczaniu współczynnika woda/(cement + k × popiół lotny) oraz przy określaniu minimalnej zawartości cementu w betonie.

Do betonów zawierających cementy CEM I dopuszcza się stosowanie następujących wartości współczynnika „k”:

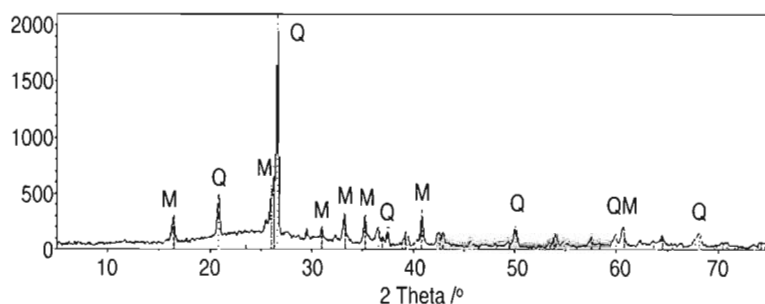
- przy zastosowaniu cementu CEM I 32.5 przyjmuje się wartość $k = 0.2$,
- przy zastosowaniu cementu CEM I 42.5 i CEM I 52.5 przyjmuje się wartość $k = 0.4$.

Krajowe uzupełnienie PN-EN 206-1 dopuszcza rozszerzenie podanych wyżej warunków także na cementy portlandzkie wieloskładnikowe z wyłączeniem cementu portlandzkiego popiołowego.

2. Skład fazowy popiołu lotnego z elektrociepłowni EC2

Popioły lotne są układem wieloskładnikowym, w skład którego wchodzi, jako składnik podstawowy, bezpostaciowa faza szklista i w znacznie mniejszej ilości fazy krystaliczne. Skład chemiczny fazy szklistej jest zróżnicowany i zależy od rodzaju spalanego węgla. Właściwości pucolanowe popiołów wiążą się przede wszystkim z zawartością fazy szklistej oraz ze stopniem rozdrobnienia popiołów. Do faz krystalicznych występujących w popiołach lotnych z węgla kamiennego należą kwarc, mullit, hematyt i magnetyt [3,6].

Skład fazowy badanego popiołu określono na podstawie dyfrakcyjnej analizy rentgenowskiej, wykonanej metodą Debye'a – Scherrera – Hulla. Pomiar wykonano w zakresie kątów ugięcia $0 - 75^\circ 2\theta \text{ Cu}_{K\alpha}$, rejestrując refleksy metodą cyfrową. Do interpretacji dyfraktogramu, przedstawionego na rys. 1, wykorzystano karty ICDD.



Rys. 1. Dyfraktogram popiołu lotnego z EC2 w Białymstoku (M – mullit, Q – β -kwarc)

Analizując dyfraktogram, stwierdzono, że podstawowe fazy krystaliczne to mullit i β -kwarc (zaznaczone na dyfraktogramie). Popiół zawiera dużo fazy szklistej, o czym świadczy podwyższenie tła w zakresie kątów ugięcia $20-30^\circ 2\theta \text{ Cu}_{K\alpha}$. Jest również anhydryt ($d = 3.4975 \text{ \AA}$, $2\theta \text{ Cu}_{K\alpha} = 25.5^\circ$) oraz tlenek wapnia i nieznaczne ilości minerałów wtórnych – kalcytu i gipsu. Prawdopodobnie popiół nie zawiera hematytu ani magnetytu.

Zawartość CaO_w , określona metodą analizy chemicznej, która wynosi 0.25%, jest mniejsza od wartości dopuszczalnej wg [4], równej 1.0%. Zawartość niespalonego węgla w popiele, określana co 8h w ciągu 25 dni, wahała się od 2.9 do 4.8 %, czyli nie przekraczała dopuszczalnej granicy 5% [4].

Wyniki badania stężeń naturalnych izotopów promieniotwórczych w popiele, udostępnione przez wytwórcę, wykonane w Akademii Medycznej w Białymstoku, wskazują, że wskaźniki aktywności $f_1 = 0.80 \pm 0.08$ oraz $f_2 = 125.11 \pm 20.36 \text{ Bq/kg}$ są znacznie niższe od dopuszczalnych, równych odpowiednio 1.0 oraz 200 Bq/kg, podanych w Rozporządzeniu Rady Ministrów z dn 3 grudnia 2002r. [7].

Gęstość właściwa surowca, określona metodą piknometryczną [8], wynosi 2.23 kg/dm^3 .

3. Właściwości pucolanowe popiołu

3.1. Stosowane materiały i metoda badania

Aktywność pucolanową popiołu oceniono metodą zalecaną w PN-EN-450 [4]. Zastosowano dwa cementy portlandzkie CEM I 42.5 R (C1 i C2) o zróżnicowanym składzie klinkieru oraz, dodatkowo, cement portlandzki CEM I 32.5 R (C3), pochodzący z tej samej cementowni co cement C1 i cement hutniczy CEM III/A 32.5 NA (C4) – z tej samej cementowni co cement C2. Cementy portlandzkie są tradycyjnie stosowane w połączeniu z popiołem lotnym. Mamy niestety, niewiele informacji dotyczących właściwości materiałów zawierających cement hutniczy i popioły. Skład fazowy klinkierów stosownych do produkcji cementów przedstawia tabela 1. Cement hutniczy C4 zawierał 62% żużla wielkopieczowego, którego główne składniki to: CaO (44.8%), SiO_2 (39.1%), Al_2O_3 (7.1%), Fe_2O_3 (1.7%), SO_3 (0.23%), MgO (6.2%). Jako kruszywo zastosowano piasek normowy.

Tabela 1. Skład fazowy klinkierów w badanych cementach

Klinkier	C_3S [%]	C_2S [%]	C_3A [%]	C_4AF [%]
cement C1 i C3	60.4	15.5	9.1	8.8
cement C2 i C4	62.1	14.5	8.6	9.3

Znanych jest wiele metod określania aktywności pucolanowej popiołów lotnych, ale najbardziej miarodajna i najpewniejsza jest metoda badania wytrzymałości cementu z dodatkiem popiołu i porównywania tej wytrzymałości z wytrzymałością cementu bez dodatku [6].

Zgodnie z ustaleniami normy [4] wskaźnik aktywności pucolanowej jest to (wyrażony w procentach) stosunek wytrzymałości na ściskanie beleczek, o wymiarach $40 \times 40 \times 160$ mm, z zaprawy normowej, wykonanej przy użyciu 75% cementu porównawczego i 25% badanego popiołu, do wytrzymałości beleczek wykonanych z tego samego cementu – bez dodatku popiołu. Wskaźnik aktywności po 28 i 90 dniach dojrzewania powinien wynosić co najmniej 75 i 85%. Aktywność pucolanową popiołu oceniono także na podstawie wyników badania wytrzymałości zaprawy na rozciąganie przy zginaniu.

3.2. Ocena aktywności dodatku na podstawie wytrzymałości mechanicznej

Wyniki badania aktywności pucolanowej popiołu na podstawie wytrzymałości na ściskanie zapraw z czterech cementów zamieszczono w tabeli 2, a na podstawie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu – w tabeli 3.

Tabela 2. Wyniki badania aktywności pucolanowej popiołu lotnego na podstawie porównania wytrzymałości na ściskanie f_{cm}

Wskaźnik aktywności na podstawie f_{cm}	Rodzaj cementu				Wymagania wg PN-EN 450 [4]
	C1	C2	C3	C4	
po 28 dniach dojrzewania	91%	95%	81%	85%	75%
po 90 dniach dojrzewania	103%	106%	106%	90%	85%

Tabela 3. Wyniki badania aktywności pucolanowej popiołu lotnego na podstawie porównania wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu f_{tm}

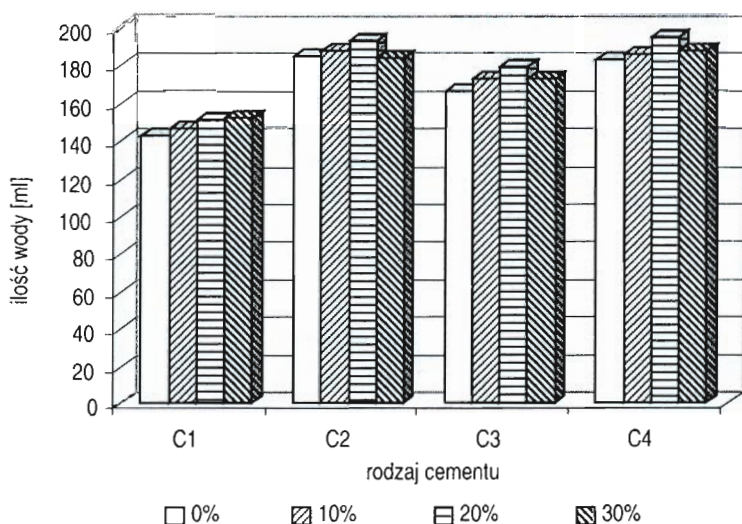
Wskaźnik aktywności na podstawie f_{tm}	Rodzaj cementu				Wymagania wg PN-EN 450 [4]
	C1	C2	C3	C4	
po 28 dniach dojrzewania	90%	93%	87%	90%	75%
po 90 dniach dojrzewania	96%	93%	93%	103%	85%

Wskaźniki aktywności dla wszystkich stosowanych cementów przekraczają wymagane wartości, co świadczy o prawidłowym przebiegu reakcji pucolanowej w trakcie hydratacji wszystkich badanych cementów.

4. Wpływ popiołu na właściwości zaczynu cementowego

4.1. Konsystencja normowa

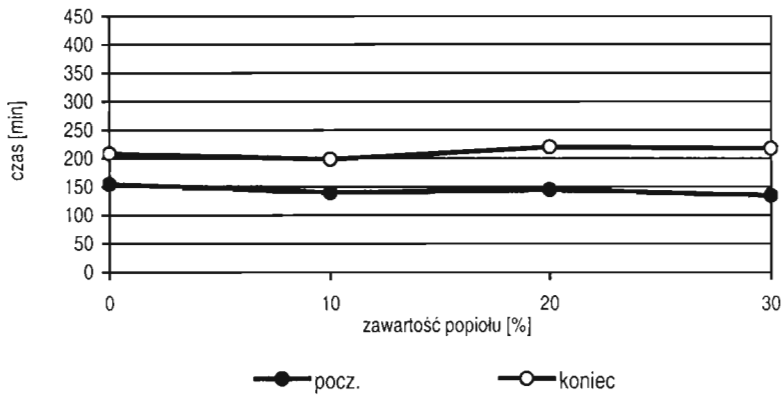
Ilość wody wymaganej do uzyskania konsystencji normowej określono zgodnie z PN-EN 196-3 [9]. Badano zaczyny wykonane z czterech cementów, zawierające od 0 do 30 % popiołu lotnego. Wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 2. Dodatek popiołu powoduje zwiększenie zapotrzebowania na wodę.



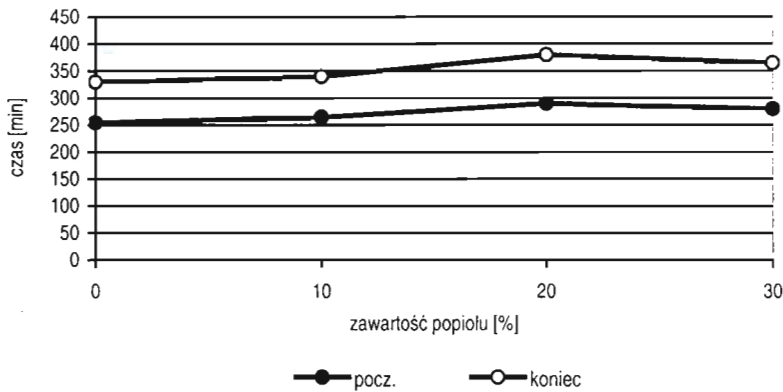
Rys. 2. Ilość wody niezbędna do uzyskania konsystencji normowej w zależności od zawartości popiołu lotnego

4.2. Początek i koniec wiązania

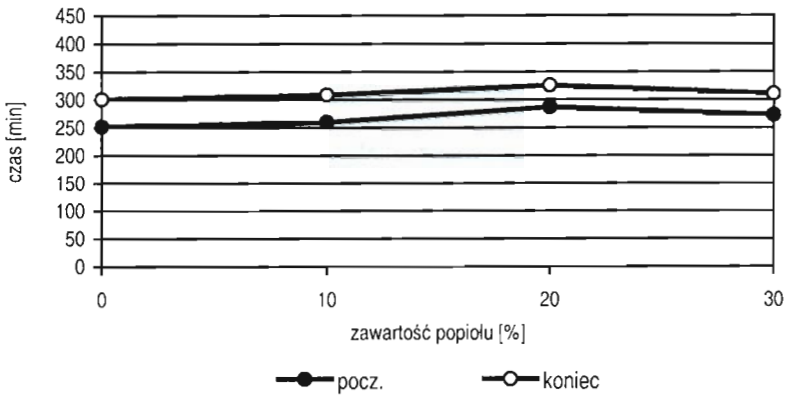
Początek i koniec wiązania zaczynu cementowego zawierającego popiół lotny oznaczono zgodnie z normą PN-EN 196-3 [9]. Badania przeprowadzono na zaczynach wykonanych z cementów opisanych w pkt. 3.1, w których część cementu (od 10 do 30%) zastąpiono popiołem. Dodatkowo testowano próbki kontrolne bez dodatku. Wyniki badań przedstawiono na rys. 3-6.



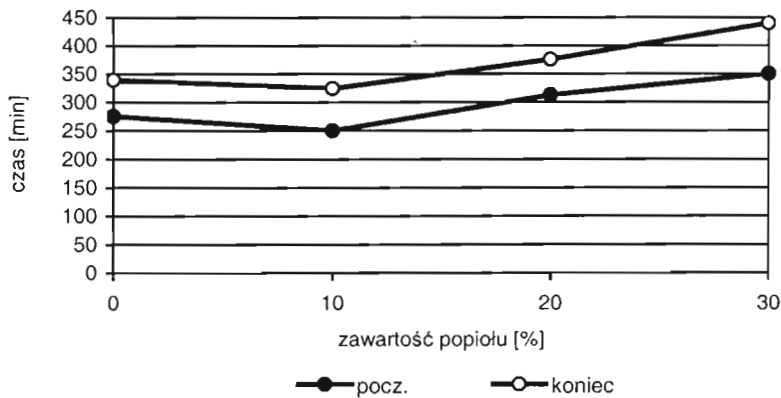
Rys. 3. Czas wiązania cementu C1 w zależności od zawartości popiołu lotnego



Rys. 4. Czas wiązania cementu C2 w zależności od zawartości popiołu lotnego



Rys. 5. Czas wiązania cementu C3 w zależności od zawartości popiołu lotnego



Rys. 6. Czas wiązania cementu C4 w zależności od zawartości popiołu lotnego

Wprowadzenie popiołu lotnego do zaczynu powoduje wydłużenie czasu wiązania. Wyraźnie widoczne jest to w przypadku cementów C1, C2 i C4. Zaczyny z cementu C3, w których 20 i 30% cementu zastąpiono popiołem, wiązały w krótkim czasie. Jednakże wpływ popiołu lotnego na czas wiązania należy analizować biorąc pod uwagę ilość wody niezbędnej do uzyskania konsystencji normowej (rys. 2). Im większa zawartość wody w zaczynie, tym dłuższy jest czas wiązania.

Obecność popiołu w zaczynie powoduje opóźnienie początku i końca wiązania. Skala opóźnienia zależy od ilości dodanego popiołu.

Wszystkie spoiwa, niezależnie od zawartości popiołu lotnego, spełniały wymagania normowe dotyczące początku wiązania, które wynoszą dla cementów o klasie wytrzymałości 32.5 minimum 75 min, a dla cementów o klasie wytrzymałości 42.5 – 60 min.

4.3. Dynamika narastania wytrzymałości

Oceniono wpływ popiołu lotnego, zastępującego część cementu, na narastanie wytrzymałości zapraw. Badanie przeprowadzono na zaprawach normowych wykonanych z czterech cementów, opisanych w pkt. 2.1, oraz na zaprawach, w których 25% cementu zastąpiono popiołem lotnym. Wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu zapraw badano przy zastosowaniu próbek w formie beleczek. Pomiaru dokonano po 2, 28 i 90 dniach dojrzewania próbek. Do momentu zniszczenia elementy próbne były przechowywane w warunkach 100% wilgotności w temperaturze $18 \pm 2^\circ\text{C}$.

Średnie wartości wytrzymałości przedstawiono w tabelach 4 i 5. Wytrzymałość po 2 i 90 dniach dojrzewania odniesiono do wytrzymałości 28-dniowej, przyjmując jej wartość jako 100 %.

Tabela 4. Przyrost wytrzymałości na ściskanie zapraw

Rodzaj cementu	Zawartość popiołu [%]	Wytrzymałość po dniach [MPa]			Przyrost wytrzymałości [%]		
		2 d.	28 d.	90 d.	$f_{cm,2}/f_{cm,28}$	$f_{cm,28}/f_{cm,28}$	$f_{cm,90}/f_{cm,28}$
C1	0	22.2	43.0	49.2	51.6	100	114.4
	25	–	39.2	50.5	–	100	128.8
C2	0	27.1	45.3	50.1	59.8	100	110.6
	25	–	43.2	53.1	–	100	122.9
C3	0	23.6	40.8	46.8	57.8	100	114.7
	25	13.5	33.2	49.7	40.7	100	149.7
C4	0	12.8	39.0	50.8	32.8	100	130.2
	25	9.6	33.0	45.9	29.1	100	139.1

Tabela 5. Przyrost wytrzymałości na rozciąganie zapraw przy zginaniu

Rodzaj cementu	Zawartość popiołu [%]	Wytrzymałość po dniach [MPa]			Przyrost wytrzymałości [%]		
		2 d.	28 d.	90 d.	$f_{tm,2}/f_{tm,28}$	$f_{tm,28}/f_{tm,28}$	$f_{tm,90}/f_{tm,28}$
C1	0	5.1	7.9	9.2	64.6	100	116.4
	25	–	7.1	8.8	–	100	123.9
C2	0	6.2	8.5	9.2	72.9	100	108.2
	25	–	7.9	8.6	–	100	108.9

Rodzaj cementu	Zawartość popiołu [%]	Wytrzymałość po dniach [MPa]			Przyrost wytrzymałości [%]		
		2 d.	28 d.	90 d.	$f_{tm,2}/f_{tm,28}$	$f_{tm,28}/f_{tm,28}$	$f_{tm,90}/f_{tm,28}$
C3	0	5.7	8.4	9.8	67.9	100	116.7
	25	3.8	7.3	9.5	52.0	100	130.1
C4	0	4.0	9.4	9.9	42.6	100	105.3
	25	2.9	8.5	10.2	34.1	100	120.0

Zaprawy cementowe zawierające popiół lotny charakteryzowały się wolniejszym tempem narastania wytrzymałości w porównaniu z zaprawami kontrolnymi. Ma to związek ze stosunkowo wolnym przebiegiem reakcji pucolanowej w początkowym okresie hydratacji [10]. Po dłuższym okresie dojrzewania, kiedy to dla czystych cementów obserwuje się nieznaczne przyrosty wytrzymałości, wytrzymałość zaprawy z popiołem znacznie przyrasta, często przewyższając, zwłaszcza w przypadku wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałość zapraw kontrolnych. Najwolniejszym narastaniem wytrzymałości odznaczała się zaprawa z cementu C4. Przyczyną tego zjawiska jest spowolnienie procesu hydratacji cementu, spowodowane obecnością żużla wielkopieczowego w samym cemencie C4.

Podsumowanie

Popioły lotne, będące odpadem produkcyjnym zakładów energetycznych, ze względu na swoją masowość, stanowią istotne zagrożenie dla naturalnego środowiska człowieka. Popioły lotne są materiałem, który znajduje różnorodne zastosowanie. Jednym z efektywnych sposobów gospodarczego wykorzystania jest stosowanie ich jako dodatku mineralnego w technologii betonu.

Przeprowadzone badania nad popiołem lotnym, pochodzącym z lokalnej elektrociepłowni, wykazały jego pełną przydatność jako dodatku aktywnego do betonu. Popiół lotny spełnia podstawowe wymagania zawarte w PN-EN 450.

Uzyskane rezultaty pozwalają uznać prowadzenie badań nad właściwościami betonów z dodatkiem popiołu, pochodzącego z lokalnego źródła, za celowe i obiecujące.

Literatura

1. PN-EN 206-1:2003 Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
2. Giergiczny Z., Gawlicki M.: *Racjonalne wykorzystanie popiołu lotnego w betonie*. Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 4/2004, s. 35-39.
3. Grzeszczyk S., Giergiczny Z.: *Właściwości i kierunki wykorzystania popiołów lotnych z suchego odsiarczania spalin w budownictwie*. Materiały XLI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1995, s. 21-28.
4. PN-EN 450:1998 *Popiół lotny do betonu. Definicje, wymagania i kontrola jakości*.
5. Bołtryk M.: *Wykorzystanie miejscowych surowców wtórnych w technologii betonu*. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Nr 46, 1986.
6. Osiecka E.: *Wybrane zagadnienia z technologii mineralnych kompozytów budowlanych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1996.
7. Rozporządzenie Rady Ministrów z dn. 3 grudnia 2002 r. w sprawie wymagań dotyczących zawartości naturalnych izotopów promieniotwórczych w surowcach i materiałach stosowanych w budynkach przeznaczonych na pobyt ludzi i inwentarza żywego, a także w odpadach przemysłowych stosowanych w budownictwie. Dz. U. Nr 220, poz. 1850.
8. PN-76/B-06714.02 *Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie gęstości w kolbie Le Chateliera*.
9. PN-EN 196-3 *Metody badania cementu. Oznaczanie czasów wiązania i stałości objętości*.
10. Feldman R.F., Carette G.G., Malhotra V.M., *Studies on mechanism of development of physical and mechanical properties of high-volume fly ash-cement pastes*. Cement and Concrete Composites, Vol. 12, 1990, pp. 245-251.

FLY ASH AS ACTIVE ADDITION TO CONCRETE

Summary: The main properties of fly ash from Białystok EC2 electric power station were presented in the paper. The pozzolana activity of fly ash and the addition influence on the dynamics of strength increase and setting time of Portland cement as well as blastfurnace cement based materials were evaluated. The analysis of tests results showed the possibi-

lity of fly ash usage as a concrete component according to standard PN-EN 450. The knowledge of basic quality features of fly ash is fundamental to effective usage in building industry.

Keywords: fly ash, cement, pozzolana activity, compressive strength, flexural strength, setting time

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej własnej W/IIB/6/03 oraz W/IIB/6/05.

Janusz Krentowski, Romuald Szeląg, Rościsław Tribiło

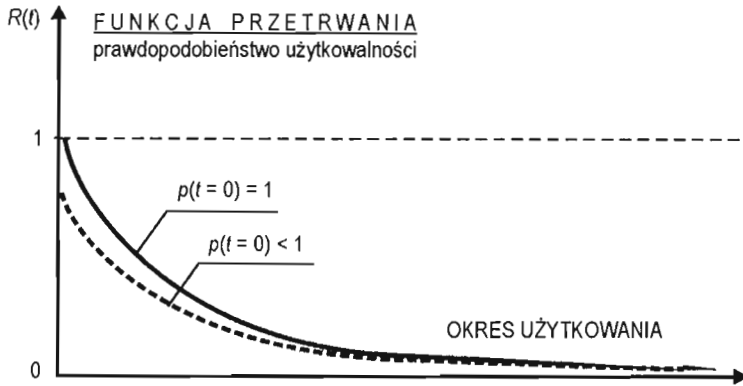
Aspekty trwałości powłok kulistych i konstrukcji wsporczych zbiorników gazów przemysłowych

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki monitoringu kilkunastu powłokowych zbiorników ciekłego propanu-butanu, usytuowanych na wieżowych konstrukcjach wsporczych. Prace badawcze, pomiary i analizy realizowano w aspekcie bezpieczeństwa i trwałości złożonych struktur powłokowo-prętowych. Analizowano złożone stany naprężenia w zdegradowanych elementach konstrukcji wsporczych i powłokowych, formułowano i weryfikowano założenia oraz wytyczne prac zabezpieczających, a następnie wdrażano w praktyce opracowane koncepcje studialne.

Słowa kluczowe: powłoki kuliste, konstrukcje wsporcze, zbiorniki gazu, monitoring

1. Trwałość konstrukcji

Trwałość konstrukcji budowlanych jest zachowana, jeżeli w przewidywanym czasie eksploatacji obiekt spełnia założone wymagania w zakresie stanów granicznych użytkowności i nośności, w tym stateczności, bez obniżenia właściwości użytkowych. Podstawowe elementy decydujące o bezpieczeństwie obiektu budowlanego, na przykład konstrukcji powłokowo-prętowych kulistych zbiorników gazów, powinny spełniać bezawaryjnie funkcje technologiczne w przewidywanym okresie użytkowania (rys. 1).



Rys. 1. Charakterystyka funkcji trwałości obiektu

Funkcja przetrwania $R(t)$, niezawodność, określa liczbę obiektów eksploatowanych bezawaryjnie w chwili t na każde 100 obiektów odebranych w chwili początkowej $t = 0$. Bezpieczeństwo obiektu lub konstrukcji będzie pewne, jeżeli oczekiwana niezawodność jest bliska jedności. Funkcji przetrwania nie należy utożsamiać z prawdopodobieństwem bezawaryjnego użytkowania, określanym także jako prawdopodobieństwo użyteczności, definiowanym jako

$$p(t) = 1 - r(t), \quad (1)$$

gdzie $r(t)$ określa ryzyko awarii w jednostce czasu w odniesieniu do liczby obiektów pracujących

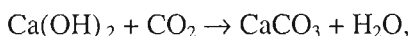
$$r(t) = \frac{1}{R(t)} \frac{d}{dt} [1 - R(t)]. \quad (2)$$

Jeżeli $r(t) > 0$, to zachodzi warunek $\frac{dR(t)}{dt} < 0$, czyli niezawodność jest malejącą funkcją czasu.

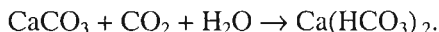
Niezawodność obiektów budowlanych jest wielkością sprawdzalną w sposób statystyczny. Jeżeli na n pewnego rodzaju obiektów m okaże się użytkowanych bez awarii w czasie t , to w odniesieniu do nich granicą funkcji przetrwania, interpretowaną jako częstość sukcesu, jest iloraz m/n

$$R(t) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{m}{n} \rightarrow 1. \quad (3)$$

Przewidywaną trwałość konstrukcji żelbetowych stosowanych w budownictwie specjalistycznym, w atmosferze środowiska przemysłowego, zmniejszają procesy korozyjne, określane jako korozja ługująca oraz korozja węglanowa. Korozja ługująca jest spowodowana działaniem miękkich wód opadowych pozbawionych soli wapniowych; powodują one wymywanie $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Agresywność wód miękkich zwiększa się w niższych temperaturach. Postępujący proces wiązania przez beton dwutlenku węgla z atmosfery (korozja węglanowa), zwany procesem karbonatyzacji, prowadzi do obniżania pH betonu. Na skutek agresywnego działania dwutlenku węgla powstaje węglan wapnia



a następnie łatwo rozpuszczalny wodorowęglan



Gdy $\text{pH} = 8 \div 9$, to w sąsiedztwie prętów zbrojeniowych następuje depasywacja i rozpoczyna się proces korozji stali. W środowisku o klasach agresywności XF1, XF3, wg PN-B-03264: 2002, proces korozji zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych występuje po upływie około 40 lat, a w środowisku zanieczyszczonym agresywnymi substancjami SO_2 , NO_x , Cl^- , określonym klasą XA1 oraz XA2, proces ten ulega znacznemu przyspieszeniu.

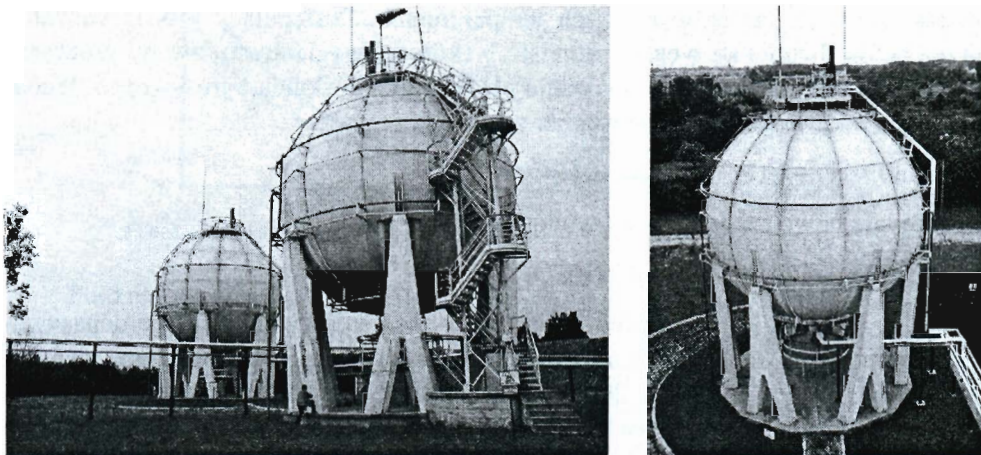
W trakcie eksploatacji elementów o powierzchni skarbonizowanej produkty korozji zwiększają objętość i generują naprężenia rozciągające w otulinie, a w konsekwencji zarysowania oraz odspajanie fragmentów betonu. Zaistniałe uszkodzenia ułatwiają dostęp z otoczenia czynników intensyfikujących proces korozji, natomiast ubytki korozyjne powodują zmniejszenie nośności elementów żelbetowych.

Zdegradowane żelbetowe konstrukcje wsporcze stanowią zagrożenie bezpieczeństwa zbiorników, a procesy odkształceń podpór są przeważnie przyczyną asymetrii kształtu zrównoważonej struktury błonowej.

2. Konstrukcje powłokowo-prętowe

Stały zbiornik kulisty jest obiektem budowlanym, który składa się z ciśnieniowego urządzenia technologicznego, jakim jest powłoka zbiornika, oraz z konstrukcji wsporczej [3]. Proces magazynowania i dystrybucji gazów przemysłowych, realizowany w powłokowych zbiornikach kulistych sytuowanych na wieżowych konstrukcjach wsporczych, jest bezpieczny w warunkach ograniczonych odkształceń i przemieszczeń elementów struktur powłokowo-prętowych. Zbiornik

kulisty jako obiekt budowlany podlega przepisom prawa budowlanego i powinien spełniać wymagania odpowiednich norm, dotyczących projektowania i wykonania konstrukcji. Zbiornik kulisty jako ciśnieniowe urządzenie technologiczne podlega dodatkowo przepisom dozoru technicznego.



Rys. 2. Kuliste powłoki zbiorników gazu propan-butan

Powierzchnię zewnętrzną zbiornika i jego podpory zabezpiecza się w celu zapewnienia wymaganej trwałości. Ochronę przed korozją powierzchni wewnętrznych zbiornika należy wykonywać uwzględniając agresywność przechowywanego medium.

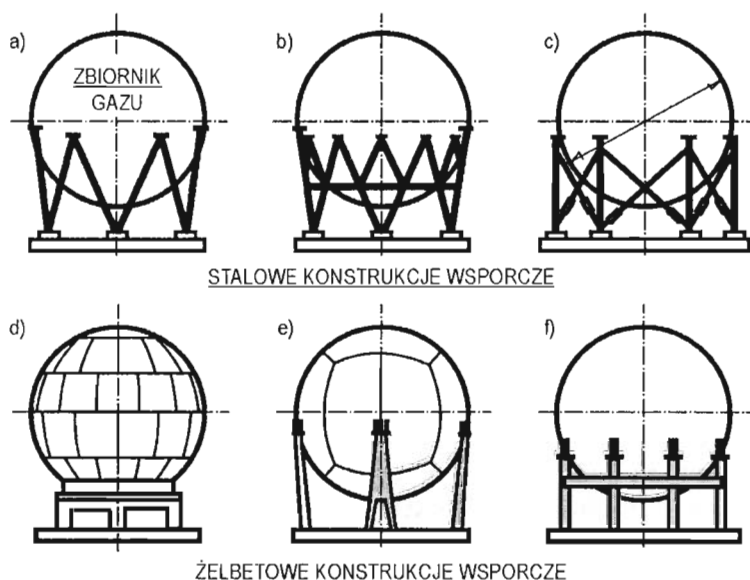
Poprawnie zrealizowane obiekty powinny spełniać wymagania stanu granicznego nośności w zakresie bezpiecznego przenoszenia oraz przekazania na fundamenty obciążeń wynikających z działania ciężaru własnego, wraz z izolacją, wyposażeniem i osprzętem, obciążenia technologicznego ciężarem magazynowanego medium i temperatury eksploatacyjnej, parcia i ssania wiatru na zbiornik, ciężaru śniegu, wypełnienia wodą w trakcie próby technologicznej, wpływu temperatury klimatycznej i temperatury scalania oraz obciążeń dynamicznych, wynikających z przepływu medium i obciążeń powodowanych niedokładnościami montażu [4], [5].

W analizie stanu granicznego użytkowalności należy uwzględniać możliwość odkształcania powłoki pod wpływem zmiennych obciążeń eksploatacyjnych, na przykład ciśnienia lub temperatury.

Elementy złożonej struktury podporowej kształtuje się w sposób umożliwiający zapewnienie swobodnego dostępu do kontrolowanych połączeń. W procesach

magazynowania mediów palnych obiekty powinny być zabezpieczone przed działaniem ognia przez wykonanie powłok ochronnych i automatycznych instalacji gaśniczych. Fundamenty pierścieniowe lub blokowe należy kształtować w sposób umożliwiający korektę i rektyfikację współrzędnych, eliminując lokalne procesy imperfekcji powłok. Konstrukcja powłok i podpór powinna spełniać warunki stanów granicznych nośności i użyteczności również podczas próby wodnej.

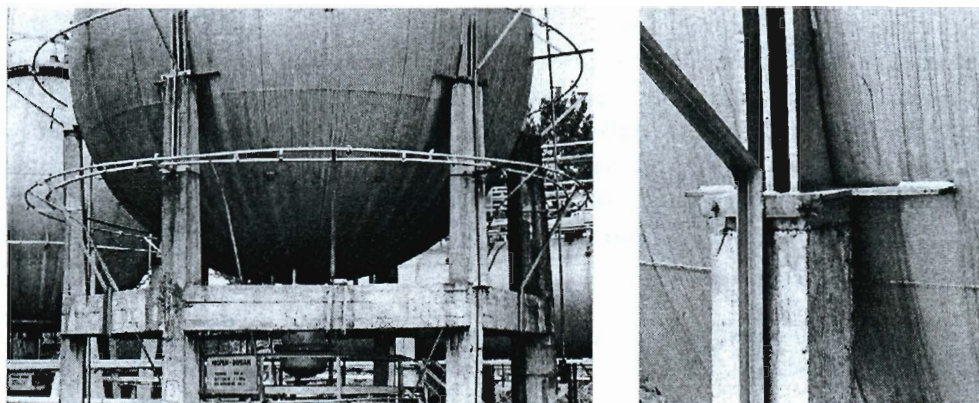
Schematy rozwiązań konstrukcji zbiorników kulistych oraz elementów wsporczych zilustrowano na rys. 3.



Rys. 3. Typy konstrukcji podporowych. a)–c) podpory stalowe, d)–f) podpory żelbetowe. Elementy podziału płaszcza: południkowo-równoleżnikowe (d), sferyczne (e).

3. Monitorowanie wad

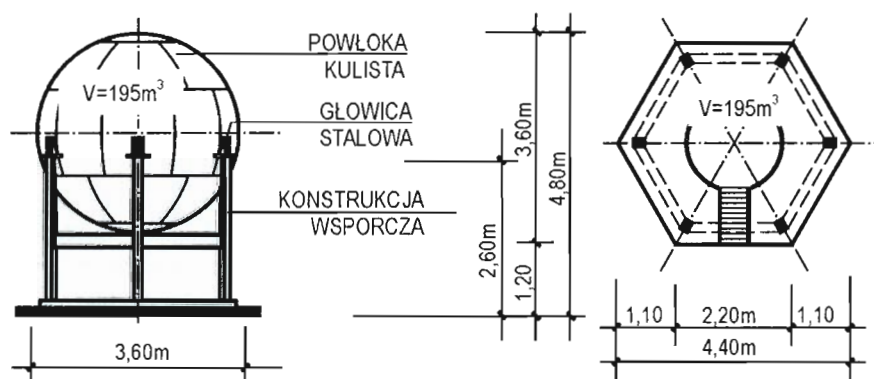
Wobec wymogów administracyjnych, których źródłem jest obowiązująca treść ustawy Prawo budowlane, szczególnie ważną czynnością jest bieżąca, stała kontrola stanu użytkowanych zbiorników płynnego medium. Poprawność funkcjonowania urządzeń technologicznych jest nadzorowana przez służby nadzoru technicznego przedsiębiorstw dystrybucyjnych. W warunkach nośności konstrukcji obiektów nie są one z reguły poprawnie monitorowane, a maksymalne okresy między przeglądami, przewidziane ustawą, nie są przestrzegane.



Rys. 4. Stan degradacji żelbetowych konstrukcji podporowych

Skroplone, ciekłe medium, magazynowane w strefach obszarów miejskich, stanowi zagrożenie zarówno w zakresie całkowitego zniszczenia infrastruktury jak i bezpieczeństwa ludzi. Zagrożenie jest tym większe, że substancja gromadzona jest najczęściej w kilku zbiornikach, co skutkuje możliwością rozprzestrzeniania się kataklizmu.

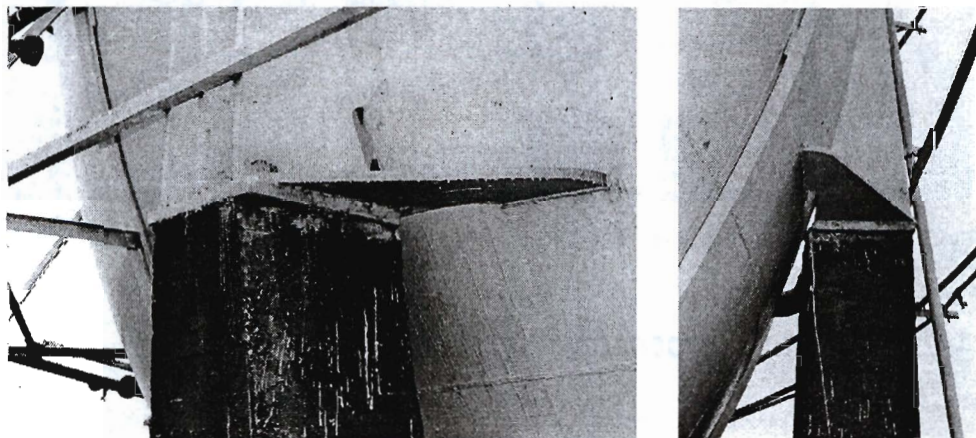
Prace badawcze, pomiary i analizy realizowano w aspekcie bezpieczeństwa i trwałości złożonych struktur powłokowo-prętowych [2]. Badano stan struktury materiałów konstrukcyjnych, analizowano złożone stany naprężenia w zdegradowanych elementach konstrukcji wsporczych, formułowano i weryfikowano koncepcje studialne unikalnych konstrukcji zabezpieczających, a efektem finalnym było wdrożenie opracowanych rozwiązań, co umożliwiło wieloletnią, bezawaryjną eksploatację kilkunastu zbiorników gazu usytuowanych w różnych regionach kraju.



Rys. 5. Elementy konstrukcji zbiorników o pojemności 195 m³

W analizowanym obiekcie, zilustrowanym na rys. 4, 5, wykonano przegubowe połączenia w strefach głowic słupów podporowych.

Dolne segmenty słupów utwierdzono w fundamentach, a ich górna część była końcem swobodnym. Blachy oporowe powłoki zbiornika oparto na głowicach słupów w sposób przesuwny, a strefy kontaktu zrealizowano wykorzystując działanie sił tarcia, rys. 6.

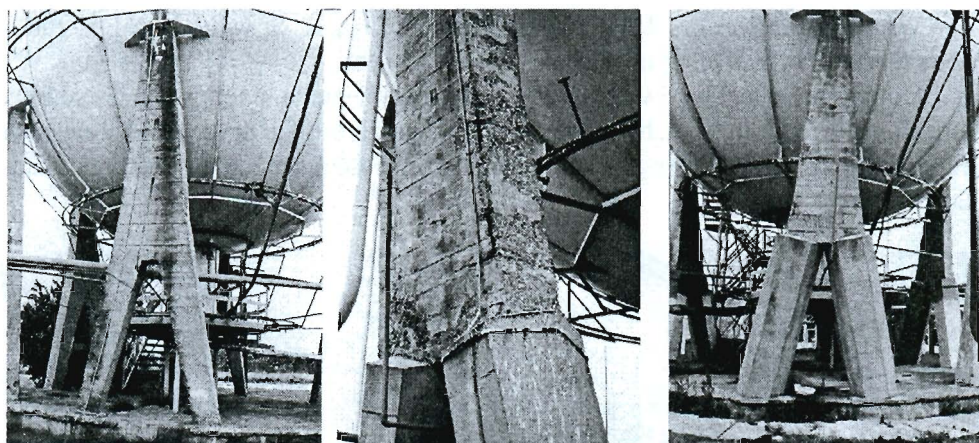


Rys. 6. Połączenie blach podporowych i wspornika słupa

W kilku badanych zbiornikach struktura żelbetowego materiału konstrukcji podpór uległa destrukcji. Po odspojeniu fragmentów otuliny, na powierzchni prętów zbrojenia aktywowały się procesy korozyjne. Pozbawione otuliny elementy zbrojenia korodowały, co powodowało pogarszanie się warunków ich bezpieczeństwa.

Badanie autorskie kilku kolejnych obiektów wykazało stan przedawaryjny, skutkujący ich natychmiastowym wyłączeniem z eksploatacji. W analizowanych konstrukcjach połączenie podpór z fundamentami było wykonane jako przegubowe, co w konstrukcjach o nachylonych podporach prętowych nie zapewniało trwałego stanu równowagi globalnej.

Istniejący stan zagrożenia ilustrują rysunki 4, 6, 7.



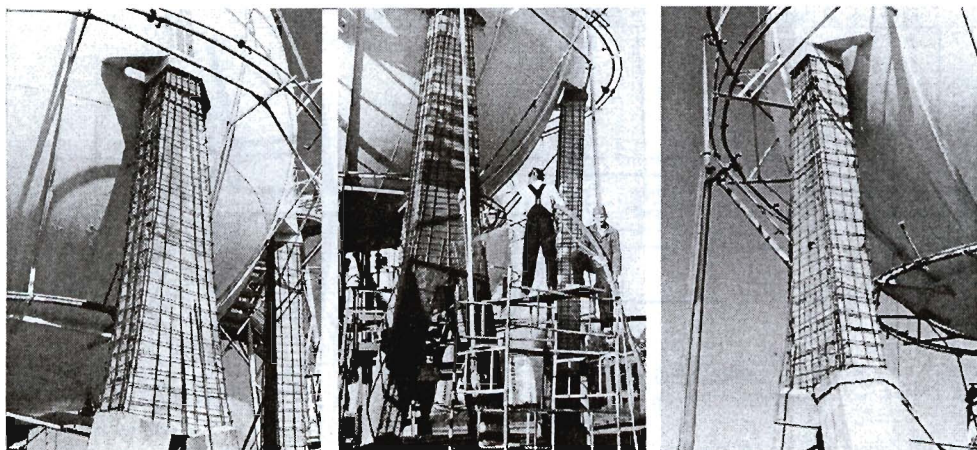
Rys. 7. Wady żelbetowych słupów podporowych

4. Eliminowanie procesów destrukcji

Z powodu procesów degradacji postępujących w stadium eksploatacji obiektu możliwa jest utrata stateczności globalnej, skutkująca zmianą stanu równowagi i prowadząca do niesygnalizowanej katastrofy. Roboty wzmacniające, warunkujące bezpieczne i trwałe użytkowanie zagrożonych obiektów, wykonywano w trybie pilnym, bowiem zły stan techniczny podpór mógł być przyczyną katastrof i trudnych do identyfikacji procesów rozprzestrzeniających się skutków zniszczenia [1].

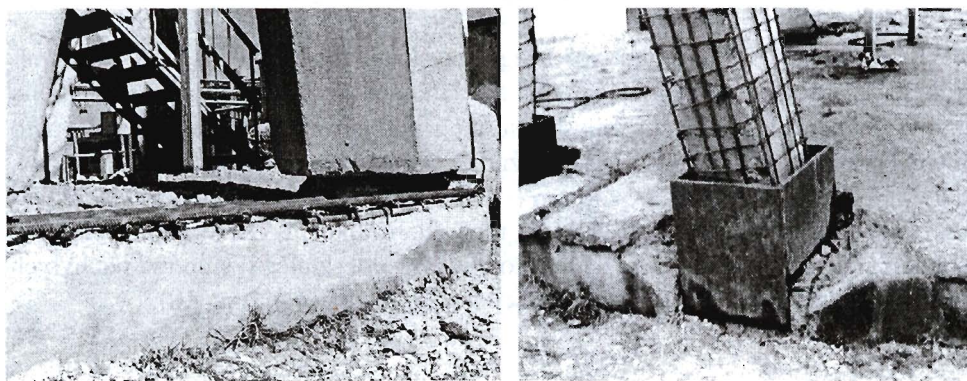
Oryginalne koncepcje kształtowania konstrukcji elementów wzmacniających w strefie podpór zbiorników, zastosowane przez autorów publikacji i dostosowane do warunków określonych w wyniku długotrwałego monitoringu, eliminowały wzajemne przemieszczenia części konstrukcji. Dolne partie podpór żelbetowych stabilizowano stosując poprawne połączenia z fundamentami. Ukształtowany w taki sposób schemat statyczny zapewniał spełnienie warunków równowagi trwałej.

Zabezpieczono blachy podpór zbiorników kulistych i powierzchnie głowic słupów przed wzajemnymi przemieszczeniami, uwzględniając obciążenia wyjątkowe. Zrealizowany proces stabilizacji zapewnił poprawną stateczność globalną, eliminując również skutki wpływu temperatury na naprężenia wewnętrzne (rys. 11).



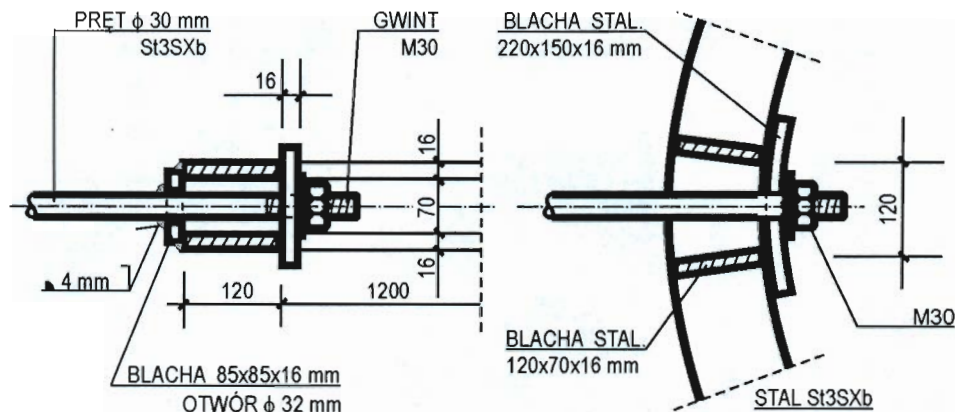
Rys. 8. Realizacja elementów wzmocnień

Realizowano wzmocnienia dolnych partii konstrukcji wsporczych w strefach połączenia z fundamentami (rys. 9), uzyskując warunki przejmowania sił obwodowych wyłącznie przez ściągi kształtowane pierścieniowo.



Rys. 9. Konstrukcja wzmocnienia pierścienia podporowego: a) system ciągów; b) stalowa konstrukcja eliminująca wady w strefie podporowej

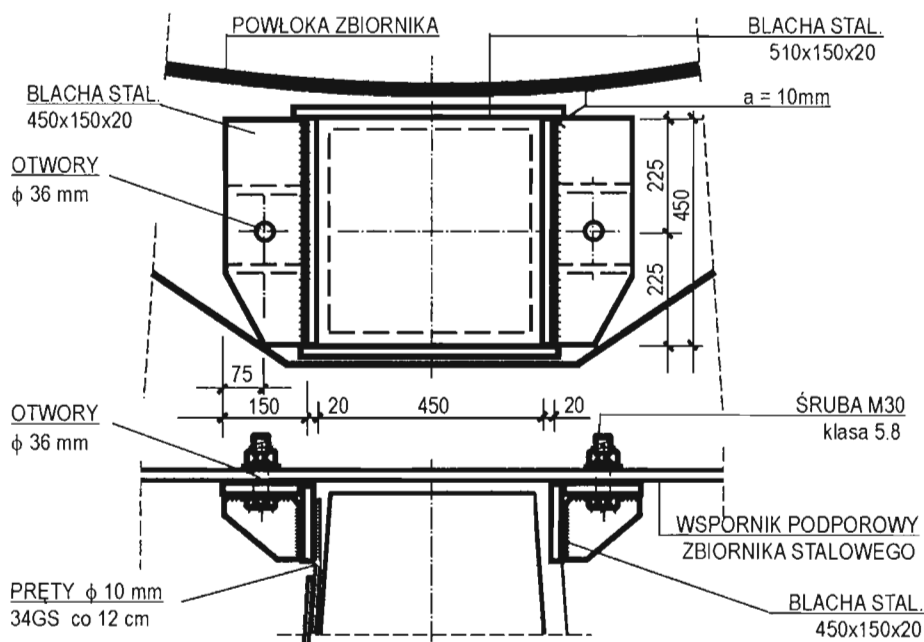
Kilkakrotnie zabezpieczano przed procesami korozji zdegradowaną konstrukcję żelbetową, wykonując warstwy wzmacniające z betonu. Uzyskanie warunków przyczepności, wytrzymałości i szczelności wypełnień zapewniono poprzez projektowanie technologii natrysku, nazywanej torkretowaniem.



Rys. 10. Konstrukcja pierścienia stabilizującego słupy pochyle

Zabezpieczono i monolityzowano istniejące skarbonatyzowane otuliny betonowe i odsłonięte pręty zbrojenia. W okresie dalszej eksploatacji wzmocnionych konstrukcji, zrealizowane zbrojenie powierzchniowe zabezpieczało otulinę przed procesami zarysowań spowodowanymi zmianami temperatury zewnętrznej. W procesie dojrzewania betonu wyeliminowano zjawisko skurczu przez zastosowanie cementów specjalnych.

Po wykonaniu betonu natryskowego uzyskano monolityczną, sztywną konstrukcję żelbetową, przejmującą również momenty zginające od pochylenia słupów. Przyjęcie kąta nachylenia konstrukcji podporowej, równego $\alpha = 6^\circ$, było główną przyczyną uszkodzeń i konieczności wzmacniania dolnych stref słupów, gdzie przekrój poprzeczny, 40x40 cm – z ubytkami powstałymi podczas wieloletniej eksploatacji, okazał się przekrojem niewystarczającym. Ostatnim etapem prac wzmacniających było ograniczenie możliwości odkształceń słupów pochylonych w wyniku zastosowania stalowego pierścienia stabilizującego (rys. 10).



Rys. 11. Koncepcja wzmocnienia błonowej struktury powłoki w strefie podpory

Wnioski

W efekcie prac badawczych nad kilkunastu zdegradowanymi obiektami przemysłowymi opracowano instrukcję w zakresie użytkowania konstrukcji wsporczych zbiorników kulistych oraz określono wytyczne do realizacji procesów kontrolnych, uwzględniających przepisy Rozporządzenia ministra infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

Wobec powtarzalności rozwiązań konstrukcji wsporczych zbiorników gazu, realizowanych na terenie kraju, przedstawione rozwiązania opracowanych i wdrożonych koncepcji naprawy, udokumentowane w formie graficznej i fotograficznej, mogą stanowić źródło informacji dla projektantów i użytkowników tego rodzaju konstrukcji.

Literatura

- [1] Czarnecki L., Emmons P.H.: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement, Kraków, 2002.
- [2] Ścislewski Z.: Trwałość konstrukcji żelbetowych. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 1995.
- [3] Polska Norma PN-B-03211: 1999 Konstrukcje stalowe – Zbiorniki kuliste ciśnieniowe – Projektowanie i wykonanie.
- [4] Polska Norma PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] Polska Norma PN-B-03264: 2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.

DURABILITY ASPECTS OF SPHERICAL CONTAINERS' COATS AND BEARING DESIGNS OF INDUSTRY GASES

Summary: Effects of monitoring works of several shells of the liquid propane-butane gas containers, located on bearings designs were presented. The research, measurements and analyses were realized in the aspect of safety, limiting deformations and the durability of shell structures. Complex stress conditions were analyzed in degraded elements of the shell and bearing designs. The assumptions and guidelines of rebuilding works were formulated and verified and then original concepts were put into practice.

Key words: spherical coats, bearing designs, gas containers, monitoring.

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

Janusz Krentowski, Romuald Szelaąg, Rościsław Tribiło

Identyfikacja i interpretacja procesów zmian termicznych w obiektach budowlanych

Streszczenie: Autorzy prezentują wyniki własnych prac analitycznych i badawczych nad procesami identyfikacji i interpretacji obciążeń termicznych elementów konstrukcyjnych obiektów budowlanych. Treść publikacji uwzględnia rezultaty stosowania normy [10] oraz bezpośrednich badań pirometrycznych [7] obiektów w skali naturalnej. Sformułowane wnioski w aspekcie obowiązujących przepisów ustawy o normalizacji [12] umożliwiają samodzielną interpretację stanów granicznych nośności i użytkowalności w aspekcie bezpieczeństwa konstrukcji obciążonych temperaturą.

Słowa kluczowe: temperatura, procesy termiczne, promieniowanie słoneczne, normatywy, badania pirometryczne

Wstęp

Oddziaływania termiczne należą do grupy obciążeń pozastatycznych, które ze względu na różnorodność, a często również zmienne warunki użytkowania obiektów nie są identyfikowane w sposób jednoznaczny. Przepisy normowe [10] wykorzystywane w procesach monitoringu, projektowania i realizowania uogólnionych procedur badawczych nie zapewniają uzyskania dostatecznie dokładnych i poprawnych rozwiązań, o czym przekonali się autorzy podczas realizowania własnych prac. Wady procesów normowania występują na przykład przy analizie zjawisk charakterystycznych dla obiektów usytuowanych w zabudowie miejskiej. Wynika to z faktu uogólnienia globalnych kryteriów wpływów termicznych, a stąd możliwości ich marginalizacji przez zmiany interpretacji tekstu [10]. „Normę należy stosować do wszelkich budowli lądowych i wodnych, dla których uwzględnie-

nie obciążenia temperaturą jest niezbędne”. Taka interpretacja skutkuje brakiem kompatybilnych, jednoznacznych procesów analizy zmian termicznych, a stąd często odmiennych rozwiązań projektowo-badawczych. Efektem interpretacji oraz stanu przepisów prawnych ustawy [11] jest proces ignorowania skutków obciążeń termicznych i analizowania głównie konstrukcji obciążonych statycznie lub dynamicznie. Badane przez autorów problemy utwierdzają w przekonaniu, że stosowane uproszczenia wynikają przeważnie z pracochłonnej, samodzielnej, nietypowej analizy i braku stosownych przykładów. Umiejętność analizy obiektów obciążonych termicznie, kształtowanie modelu, interpretacja wyników i ocena stanu bezpieczeństwa są niezbędne w aspekcie prac prowadzonych w Zespole Budownictwa Polskiego Komitetu Normalizacyjnego nad adaptacją rozwiązań obowiązujących w krajach Unii Europejskiej [9] i wprowadzenia do przepisów krajowych zgodnie z obowiązującą ustawą o procesach normalizacji [12].

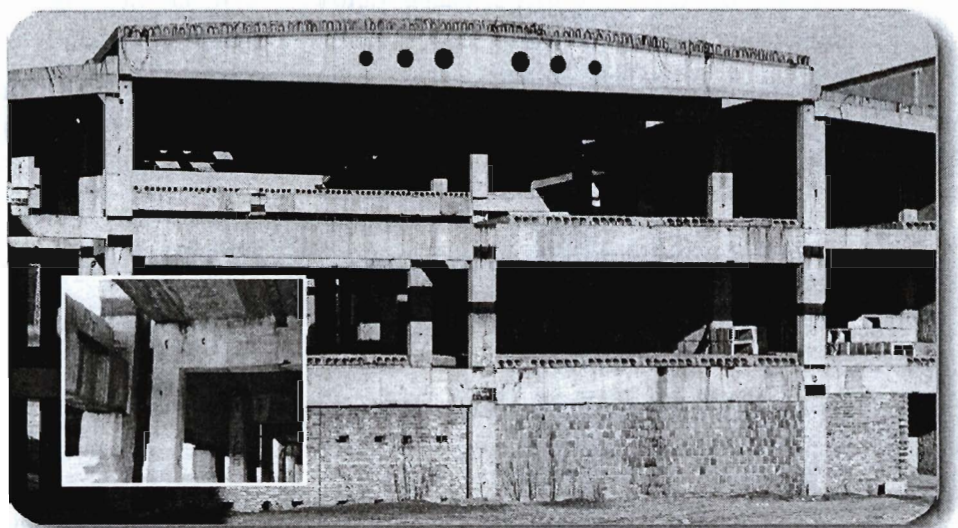
1. Wpływ zmian termicznych na kryteria stanów granicznych konstrukcji

Wpływ normowanych procesów zmian termicznych w metodzie stanów granicznych analizuje się w zakresie wartości charakterystycznych i obliczeniowych. Identyfikację obciążenia temperaturą obiektów budowanych w Polsce realizuje się wykorzystując postanowienia normy [10] i uwzględniając aspekty wpływów środowiskowych. Uogólnioną formę stanu obciążenia można scharakteryzować temperaturą $\bar{\vartheta}_j$, $j = 1, 2, \dots, n$, gdzie indeks „j” uwzględnia liczbę takich wpływów. W normie rozróżniono dwa stany ($j = 1, 2$): różnicę temperatury konstrukcji na jej powierzchniach i przekroju oraz równomierną różnicę odniesioną do temperatury scalania t_o . Wartość Δt , obliczoną w $^{\circ}\text{C}$, interpretuje się jako różnicę między średnią temperaturą konstrukcji lub jej części w porze letniej i zimowej, a temperaturą scalania, co określa wzór

$$\Delta t_j = \bar{\vartheta}_j - t_o, \quad \begin{array}{l} j = 1 - \text{indeks wyróżniający porę letnią,} \\ j = 2 - \text{indeks adekwatny dla pory zimowej.} \end{array} \quad (1)$$

Wzór (1) wykorzystuje się w zakresie analizy elementów budowli poddanych bezpośredniemu działaniu temperatury powietrza zewnętrznego, klasyfikowanych jako otwarte, a także obiektów zamkniętych izolowanych przed bezpośrednim wpływem otoczenia. Pierwotnym czynnikiem są obciążenia bezpośrednie wystę-

pujące w stadium montażu. Destrakcję tego stanu powodują zmiany cyklu i technologii procesu inwestycyjnego, szczególnie w warunkach obiektu niezabezpieczonego przed skutkami zmian stanu obciążenia. Przykład takiego obiektu przemysłowego pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Konstrukcja szkieletowa obiektu przemysłowego poddawana zmiennym wpływom klimatycznym po wstrzymaniu procesu budowlanego

Średnią charakterystyczną wartość temperatury $\bar{\vartheta}_1$ elementów obiektów otwartych poddanych bezpośredniemu działaniu promieniowania słonecznego oblicza się ze wzoru

$$\bar{\vartheta}_1 = t_e + \frac{A \cdot I}{\alpha_e} (R_i + 0,5 R) \cdot k + \psi \cdot (a \xi_1 + \frac{A \cdot a_l}{\alpha_e} \xi_2), \quad (2)$$

w którym:

- t_e – średnia dobową temperatura powietrza zewnętrznego [$^{\circ}\text{C}$];
- $A = 0,26 \div 0,90$ – współczynnik pochłaniania promieniowania słonecznego powierzchni materiału [10];
- I – średnia dobową natężenia całkowitego promieniowania słonecznego, zależna od orientacji elementów względem stron świata, W/m^2 ;

- α_e – współczynnik przejmowania ciepła na powierzchni zewnętrznej [W/(m²·K)];
 R, R_i – opory cieplne przejmowania ciepła powierzchni wewnętrznej [m²·K /W];
 $k, (U)$ – współczynnik przenikania ciepła [W/(m²·K)];
 ψ – współczynnik jednoczesności działania wartości maksymalnych dobowych temperatury powietrza zewnętrznego i promieniowania słonecznego.

Jeżeli element budowli otwartej jest osłonięty przed bezpośrednim działaniem promieniowania, wzór (2) jest prostszy, co dotyczy również okresów zimowych. Analogicznie normowane są wartości obciążenia temperaturą w obiektach zamkniętych:

$$\bar{\vartheta}_1 = t_i + (t_e - t_i + \frac{A \cdot I}{\alpha_e}) (R_i + 0,5 \cdot R) \cdot k + \psi \cdot (a + \frac{A \cdot a_I}{\alpha_e}) \cdot \xi_2, \quad (3)$$

$$\bar{\vartheta}_2 = t_i + (t_e - t_i) (R_i + 0,5 \cdot R) \cdot k - a \cdot \xi_2, \quad (4)$$

w których:

- t_i – średnia dobową temperaturą powietrza wewnętrznego [°C];
 a – amplituda dobową wartości chwilowej temperatury powietrza zewnętrznego [°C];
 a_I – różnica pomiędzy maksymalną i średnią dobową wartością promieniowania całkowitego [W/m²];
 ξ_1, ξ_2 – współczynniki redukcji amplitudy dobowej elementu przy dwustronnym i jednostronnym napływie ciepła.

Elementy osłonięte przed działaniem promieniowania słonecznego mogą ogrzewać się do temperatury

$$\bar{\vartheta}_1 = t_i + (t_e - t_i) (R_i + 0,5 \cdot R) \cdot k + a \cdot \xi_2. \quad (5)$$

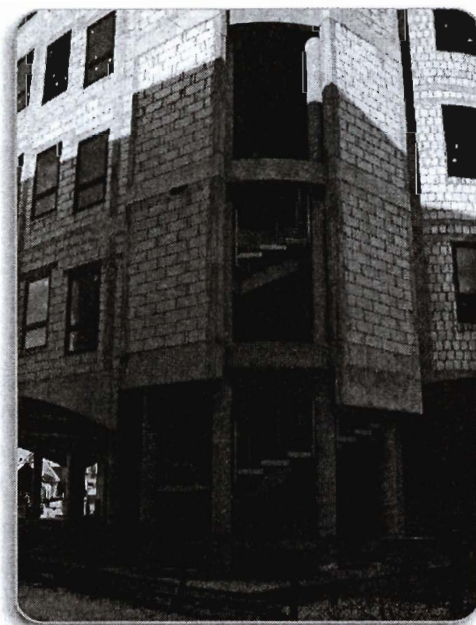
W wyniku analizy ilościowej zrealizowanych i poddanych badaniom obiektów, przeprowadzonej na podstawie normy [10], ustalono, że wzrost temperatury powierzchni konstrukcji od działania promieniowania słonecznego w obiektach otwartych może zawierać się w granicach 1,3÷33,8°C. Mniejsze wartości występują w wypadku powierzchni gładkich, zorientowanych na kierunek północny, natomiast największe, gdy elementy mają kolor czarny lub ciemnoniebieski matowy, których powierzchnia jest prostopadła do kierunku promieni słonecznych w południe. Kształtowanie sąsiedniej zabudowy, zmienia wartości obciążenia w bezpośrednim działaniu promieniowania słonecznego. Przykładem może być obiekt po-

kazany na rysunku 2, realizowany od przeszło dziesięciu lat, gdzie badano proces degradacji trwałości elementów, spowodowany zmianą stanów $\bar{\vartheta}_1 \leftrightarrow \bar{\vartheta}_2$, gdzie

$$\bar{\vartheta}_1 = t_e + a \cdot \psi_1, \quad (6)$$

$$\bar{\vartheta}_2 = t_e - a \cdot \xi_1, \quad (7)$$

w okresie działania bezpośrednich wpływów klimatycznych na powierzchnie konstrukcji. W okresach dobowych nie uwzględnia się wartości $\bar{\vartheta}_j$, ale funkcje $f(\bar{\vartheta}_j)$.



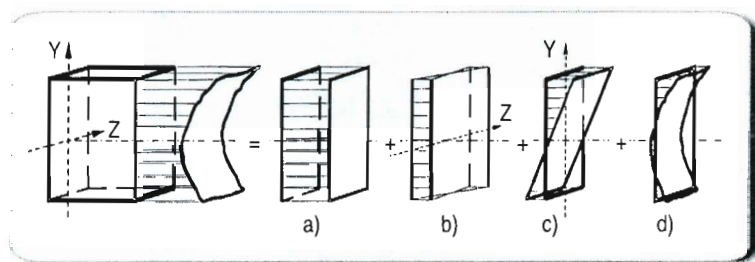
Rys. 2. Zwarta zabudowa miejska generuje funkcje $f(\bar{\vartheta}_j)$ i zmianę stanów $\bar{\vartheta}_1 \leftrightarrow \bar{\vartheta}_2$ w kilkuletnich cyklach realizacji konstrukcji

W prognozowaniu obciążenia temperaturą ma również zastosowanie wzór (5). Efektem stosowania wzorów (2)÷(7) jest wartość uogólnionej temperatury powierzchni elementów w klasie 2D. Interpretacja rozkładu wynika z fizycznej struktury materiału, a w wypadku elementów budowli jest stosowany liniowy jej rozkład wg zależności

$$\bar{\vartheta}_j(y) = \alpha \cdot \bar{\vartheta}_j \quad (8)$$

w której: α – współczynnik rozkładu liniowego.

Taki sposób ustalania obciążenia termicznego jest poprawny, gdyż działanie promieni słonecznych, będących źródłem ciepła, powoduje propagację temperatury w głębsze partie materiału. Inżynierski aspekt zagadnienia prezentują między innymi autorzy prac [1], [6]. Nieliniowy rozkład temperatury uwzględniają przepisy europejskie [9], wprowadzone na podstawie ustaleń normowych stosowanych w Wielkiej Brytanii w odniesieniu do mostów. Identyfikację całkowitego obciążenia termicznego na podstawie [9] przeprowadza się, uwzględniając cztery możliwe wpływy podstawowe, co zilustrowano na rysunku 3.



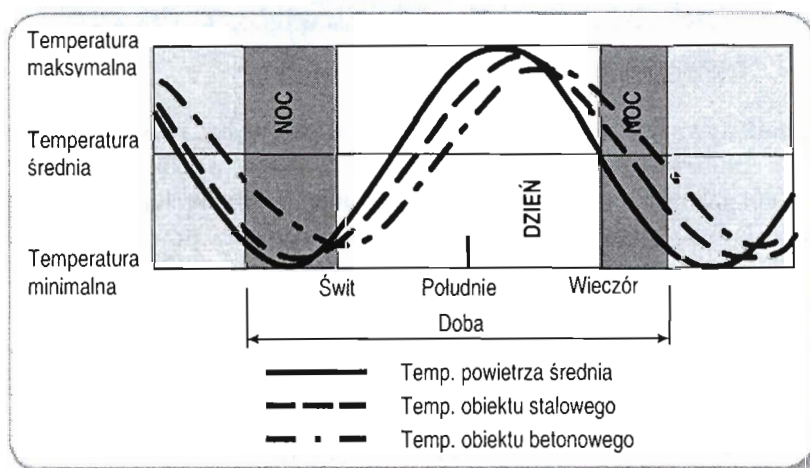
Rys. 3. Składowe rozkładu temperatury w elemencie na podstawie [9]

Obciążenie równomierne temperaturą odpowiadające rozkładowi 3a ustala się w sposób analogiczny jak w obowiązujących przepisach krajowych [10], wykorzystując różnicę pomiędzy rzeczywistą temperaturą konstrukcji oznaczaną symbolem T_N a temperaturą scalenia T_O . Jeżeli nie jest zdefiniowana temperatura scalenia, można z dostateczną dokładnością przyjmować równoważną wartość $T_O = 10^\circ\text{C}$. Liniowy rozkład temperatury w postaci różnicy ΔT_M odpowiadającej schematom 3b i 3c uwzględnia się w dwóch prostopadłych kierunkach elementu, uwzględniając sposób działania obciążenia. Skutkiem są momenty zginające w modelach statycznie niewyznaczalnych klas 1D lub adekwatne rozkłady naprężeń w modelach elementów klas 2D. Identyfikację wartości wpływów termicznych stosownie do pracy [9] dla konstrukcji mostów realizuje się uwzględniając rodzaje materiałów, z których wykonano obiekt, a także sposoby połączeń elementów jezdnych i konstrukcji wsporczych. Poprawność w zakresie oceny rzeczywistych wartości temperatury obciążających obiekt jest istotna dlatego, że stosowane metody nie zawsze są poprawne. Ma to szczególne znaczenie w obiektach, w których wpływy pozastatyczne powodują powstawanie stanów destrukcyjnych, a identyfikowane normowe wartości obciążeń są niedostatecznie dokładne, niekiedy nawet błędne. Badania takich procesów oraz efekty awarii i katastrof uzasadniają publikacje auto-

rów [2], [3], [5]. W dzisiejszym stanie prawnym określenie właściwych obciążeń termicznych jest efektem dostatecznego stanu wiedzy z zakresu badań naukowych i interpretacji inżynierskich. Z doświadczeń autorów publikacji wynika, że niezbędna jest umiejętność prowadzenia pomiarów, badań i interpretacji wyników identyfikujących rzeczywiste skutki obserwacji w skali naturalnej, stanowiących podstawę eliminowania błędnych analiz. Mogą być one skutecznie wykorzystywane w aspekcie prognozowania trwałości zintegrowanej ze sposobem eksploatacji obiektów. Ważne jest wykorzystanie wyników prac realizowanych w zakresie monitoringu obiektów.

2. Naukowe i praktyczne podstawy interpretacji wyników badań pirometrycznych

Efektywne, dostatecznie dokładne i praktycznie przydatne pomiary wartości temperatury powierzchni poddanych wpływom środowiskowym autorzy publikacji realizowali z wykorzystaniem techniki pirometrycznej. Uzasadniają to prace studialne oraz badania obiektów usytuowanych w środowiskach o zmiennej temperaturze otoczenia. Okres dobowych zmian temperatury powietrza skutkuje procesami opóźnienia w nagrzewaniu i chłodzeniu elementów. Charakteryzuje to dobrze rysunek 4. Szybciej nagrzewają się konstrukcje wykonane ze stali, a wolniej – z betonu i materiałów ceramicznych.



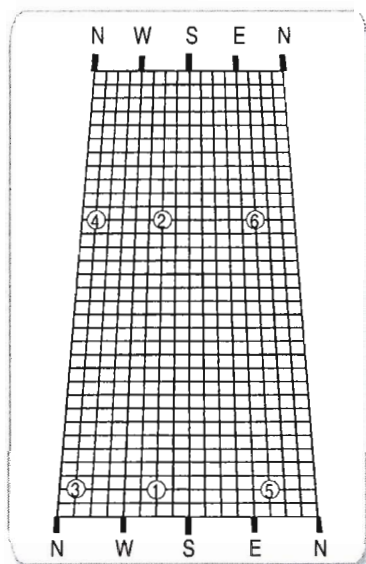
Rys. 4. Interakcja dobowych zmian temperatury środowiska i konstrukcji

Efektem jest uzyskiwanie ekstremalnych charakterystyk obciążenia temperaturą głównych elementów budowli i procesy badawcze silnie nieliniowych zjawisk rozkładu temperatury. Autorzy publikacji postawili sobie za cel wykazanie, że wyniki badań pirometrycznych wartości temperatury powierzchni ogrzanych wyłącznie oddziaływaniem temperatury powietrza są niekiedy sprzeczne z procesami normowymi, w których uwzględnia się średnią dobową temperaturę powietrza zewnętrznego t_e . Procesy normowe obciążenia temperaturą nie uwzględniają parametrów wahań dobowych. Dlatego w realizowanych pomiarach rozkładu temperatury uzyskiwane rezultaty globalnie nie spełniały zakładanego poziomu ufności. Pomiary prowadzone w okresach letnich i zimowych w porach rannych, w południe i wieczorem stanowią wiarygodne uzasadnienie wyników.

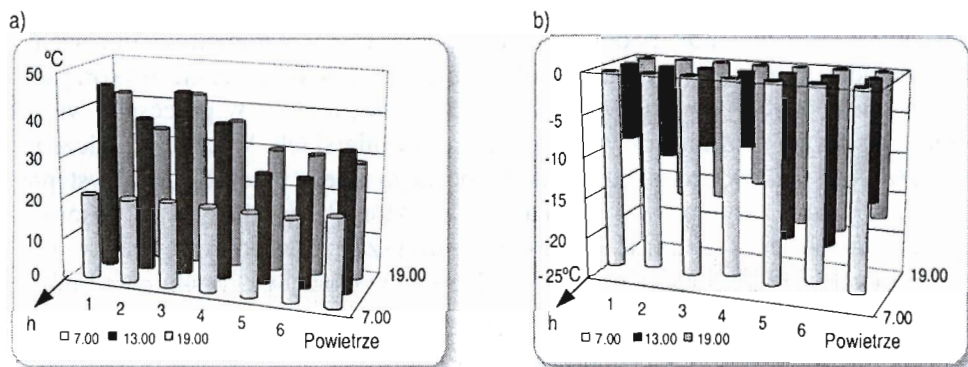


Rys. 5. Orientacja monumentalnych konstrukcji wsporczych budynku

Komunikatywną i oryginalną prezentację efektów badań stanowią pomiary masywnych filarów frontonu obiektu zorientowanego względem stron świata w sposób pokazany na rysunku 5. Wyniki badań rozkładu temperatury na powierzchni filarów zamieszczono prezentując fragment elewacji południowo-zachodniej. Dostatecznie gęsta siatka pokazana na rysunku 6 uzasadnia kontynuualną interpretację funkcji rozkładu $f(\vartheta_j)$. Efektem rejestracji pomiarów w skali makro było uzasadnienie zmiany gęstości węzłów pomiarowych laminarnym rozkładem temperatury. W wyniku badania temperatury w węzłach otrzymano ekstremalne wartości przy pogodzie bezchmurnej, w dni upalne, przy dużym nasłonecznieniu latem i w mroźne bezchmurne dni zimowe. Wyniki pomiarów w węzłach oznaczonych numerami 1÷6 zamieszczono na rysunkach 7 i 8.



Rys. 6. Struktura siatki wykorzystywana do pomiarów pirometrycznych temperatury tilaru wsporcze z rysunku 5 z oznaczeniem orientacji względem stron świata



Rys. 7. Wartości ekstremalne temperatury, mierzone w okresach: a) letnich, b) zimowych

Do celów badawczych obliczono charakterystyczne wartości obciążenia temperaturą na podstawie funkcji (2). Uwzględniając wpływ nasłonecznienia powierzchni, uzyskuje się temperaturę równą $\bar{\theta}_1 = 35,9^\circ\text{C}$, natomiast na powierzchni

niach osłoniętych $\bar{\theta}_1 = 34,2^\circ\text{C}$. W strefach kontaktu materiałów o różnej barwie i chropowatości identyfikowano wzrost temperatury powierzchni jasnych wskutek czego mierzono temperaturę nawet $45,2^\circ\text{C}$. Prezentowane wyniki i interpretacja wskazują na to, że przepisy normowe należy wykorzystywać umiejętnie; część kryteriów normy [10] autorzy oceniają krytycznie. W wyniku badań pirometrycznych ustalono największe dobowe wahania temperatury, oznaczone w węzłach siatki w obszarach bezpośrednio nasłonecznionych. Różnica temperatury pomiędzy powierzchnią osłoniętą i nasłonecznioną w tym w węźle pomiarowym wyniosła latem $\delta\bar{\theta}_1 = 18,8^\circ\text{C}$ (węzły 1 i 6 godzina 13⁰⁰), co skutkuje zwiększeniem naprężeń kontaktowych między warstwą wyprawy a nośną strukturą elementu. Wyniki badań wyjaśniają, że przyczyny niszczenia elewacji wskutek zwiększenia naprężeń stycznych i destrukcję elewacji łącznie z powierzchnią degradacją warstw muru i zaprawy wapiennej.

Wnioski

Poprawna identyfikacja rzeczywistych czynników środowiskowych działających na powierzchnię konstrukcji jest podstawowym warunkiem poprawnej i uzasadnionej technologicznie oceny trwałości obiektu. Autorzy wskazali na efekty stosowania metod analitycznych i techniki bezpośredniego pomiaru, uznając za właściwe stosowanie obu podejść w celu korygowania parametrów obciążenia [10]. Zasadniczym i głównym uwarunkowaniem jest doświadczenie wykorzystywane we wstępnych pracach kształtowania obiektów, a także w procesach wieloletnich obserwacji przemysłowych konstrukcji inżynierskich. W celu ograniczenia negatywnych skutków promieniowania słonecznego należy przeprowadzić wstępne analizy w zakresie doboru takich materiałów, których współczynniki absorpcji będą minimalne oraz stosować technologie zwiększające współpracę warstw niejednorodnych przegród termicznych. Wynikiem prac może być uogólnienie funkcji $f(\bar{\theta}_j)$ uwzględniające większą liczbę parametrów stanu w odniesieniu do niekonwencjonalnych procesów obciążenia temperaturą.

Literatura

- [1] Buczkowski W., Czwójdziński Z., Staszewski R.: Wpływ nasłonecznienia na pracę statyczną konstrukcji skrzyniowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 7-8 (1995).
- [2] 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).
- [3] Kaczmarczyk S., Wajerkowska-Haber H.: Wstępne badania techniczne zespołów zabytkowych przewidzianych do rewaloryzacji. *Inżynieria i Budownictwo* nr 11-12 (1983).
- [4] Krentowski J., Szelaż R., Tribiło R.: Destrukcyjny wpływ obciążenia temperaturą elewacji obiektów zabytkowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo* Z. 22. Białystok, 2002.
- [5] Sieczkowski J.M., Szołomicki J.: Komputerowa analiza zabytkowych konstrukcji murowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 10 (1994).
- [6] Starosolski Wł.: O potrzebie uwzględniania wpływu nagrzania słonecznego w projektowaniu wielopolowym płyt żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 7 (1996).
- [7] Szelaż R.: Badania i wpływ efektów pozastatycznych na trwałość konstrukcji obiektów inżynierskich. *Politechnika Białostocka, praca doktorska*, Białystok, 2004.
- [8] Szelaż R., Michalczyk P., Tribiło R.: Możliwości zastosowania techniki pirometrycznej w ocenie konstrukcji budowlanych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo* Z. 21. Białystok, 2001.
- [9] EN 1991-1-5:2003 Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-5. General actions. Thermal actions.
- [10] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
- [11] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. *Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej* nr 207 z 2003 r. poz. 2016 (tekst jednolity z późniejszymi zmianami).
- [12] Ustawa z dnia 12 września 2002r o normalizacji, *Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej* nr 169 z 2002 r.

IDENTIFICATION AND INTERPRETATION CONTINUATIONS OF PROCESSES OF THERMAL CHANGES IN BUILDING OBJECTS

Summary: The authors present the results of own analytic and research works over processes of identification and interpretation of burden elements constructional buildings. The content of publication takes into account the results of applying norm [10] as well as direct investigations pirometric [7] objects in natural scale. The formulated conclusions in aspect of valid recipes of law about standardization [12] they make possible the workers of science and engineers in range of opinion of safety construction the independent interpretation of states of border carry capacity and use burdened thermal.

Key words: temperature, thermal processes, solar radiation, standards, pirometric research

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

Janusz Krentowski, Romuald Szelaąg, Rościsław Tribiło

Związki różniczkowe a problemy dystorsji w przekryciach powierzchniowych z materiałów drewnopochodnych

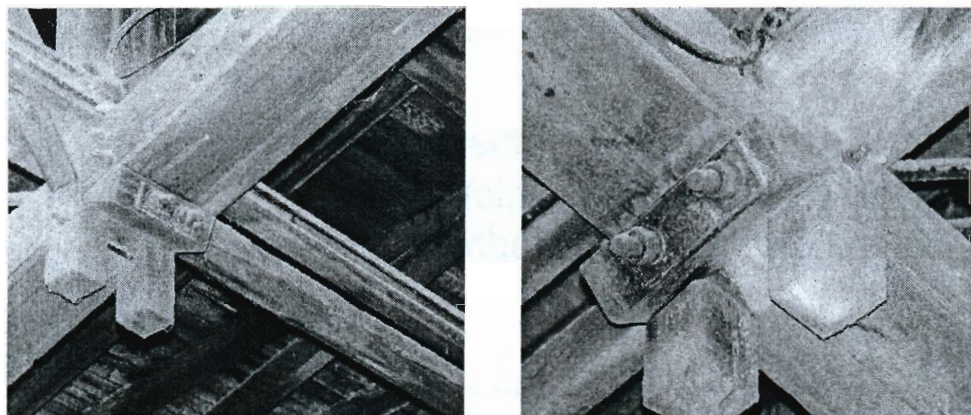
Streszczenie: Publikację poprzedza rys historyczny kształtowania przekryć drewnianych. Pierwszą znaną autorom okazała się monografia [1], wydana drukiem w roku 1948. Procesy zmian w kształtowaniu i wykorzystaniu drewna systematyzujące metody obliczeń opracowano w normie [2] z roku 1964 a dziewięć lat później zmieniono przepisy w normie [3], obowiązującej od roku 1973. Okazało się, że technologia rozwoju materiałów produkowanych w przemyśle drzewnym wyprzedziła przepisy normatywne, bowiem dopiero w roku 1981 wydano normę [4], w której określono warunki stosowania płyt wiórowych płasko prasowanych. Autorzy prezentują na tym tle wyniki własnych analiz i badań przekryć z płyt drewnopochodnych w zakresie wpływów pozastatystycznych na zmiany stanów naprężeń i przemieszczeń.

Słowa kluczowe: płyty, materiały drewnopochodne, normatywy, dystorsje, naprężenia, przemieszczenia

Wstęp

Produkcję drewnopochodnych płyt prasowanych podjęto na podstawie kryteriów branżowych serii BN-80/7123, których reprezentację stanowią normy [5], [6], [7], [8]. Zmianę terminologii wprowadzono w normie [4] używając nazwy płyty wiórowe płasko prasowane. Procesy zastosowań tych płyt analizowano koncentrując badania na metodach analizy i technice realizacji konstrukcji przekryć. Badając w kilkunastoletnim okresie drewniane obiekty przemysłowe, poprawnie eksploatowane i konserwowane, stwierdzano głównie wady pokrycia. Dobry stan

wieżby dachowej i połączeń ciesielskich pozostawał w kontraście ze stanem desek pod warstwami materiałów bitumicznych. Przykład takiego stanu, który autorzy uważają za ciekawy ilustruje rysunek 1.



Rys. 1. Oryginalna konstrukcja wieżby obiektu przemysłu drzewnego z przekryciem tradycyjnym, wymagającym wymiany

Zarówno technologia jak też koszt i efektywność robót decydują dziś o wymianie desek na płyty wiórowe i o projektowaniu przekryć z tych materiałów w obiektach nowych. Odzwierciedlającą obecny stan wiedzy jest wydana w 2000 r norma [9], dostosowująca przepisy do normatywów europejskich, wykorzystująca technologię ENV 1995-1-1 Eurocode 5, co omówiono we wstępnej części normy, a także norma europejska [10] oznaczona symbolem PN-EN 312-1:2000, określająca wymagania techniczne dla wszystkich rodzajów płyt wiórowych.

Współczesny stan wiedzy, prezentowany także w publikacjach i pracach monograficznych, nie rozwiązuje problemów analizy i konstruowania przekryć klasy 2D z płyt wiórowych, chociaż przekrycia te są wbudowywane, szczególnie w lekkich konstrukcjach drewnianych.

Procesy analizy i oceny stanów granicznych elementów zginanych ograniczono co najwyżej do sformułowania warunków nośności dwukierunkowo zginanych belek drewnianych w klasie 1D, a następnie ich ugięć. Tymczasem metody analizy wpływów pozastatycznych i wymiarowania przekryć powierzchniowych klasyfikowanych do modeli 2D okazały się nieprzydatne i niekompatybilne z treścią obowiązujących normatywów krajowych i europejskich.

1. Związki różniczkowe płyt drewnopochodnych obciążonych pozastatycznie

W publikacji prezentację efektów pozastatycznych zrealizowano dla procesów zmian temperatury i wilgotności, które w rozwiązaniach równań teorii sprężystych płyt cienkich dobrze reprezentują związki różniczkowe. Stała grubość płyt płasko prasowanych, wykorzystywanych w zautomatyzowanych procesach technologicznych, charakterystyki parametrów mechanicznych a także założenia Kirchoffa czy aksjomat o płaszczyźnie środkowej płyty, wykorzystywanych do równań modeli 2D są poprawne. Dla praktycznie realizowanych grubości przekryć, liniowa zmiana temperatury między dolną i górną powierzchnią jest również uzasadniona, a różnica określona wzorem (1)

$$\Delta T = T_d - T_g > 0 \quad (1)$$

wykorzystywana jest w równaniu (2)

$$\nabla^2 \nabla^2 w = (\nu - 1) \frac{\epsilon_T}{h} \nabla^2 \Delta T, \quad (2)$$

w którym symbol ∇^2 oznacza pojedynczy operator Laplace'a. Sztywność płyty na zginanie jest funkcją parametrów określonych we wzorze (3)

$$D = Eh^3 / [12(1 - \nu^2)]; \epsilon_T - \text{współczynnik rozszerzalności liniowej}; \quad (3)$$

i oblicza się wykorzystując moduł sprężystości materiału drewnopochodnego w temperaturze $E(T)$; h jest stałą grubością płyty płasko prasowanej a ν klasycznym współczynnikiem Poissona. W taki sposób równanie (2) jest klasyfikowane do kategorii 2D, podczas gdy kryteria współczesnych metod oceny nośności przekrycia metodami stanów granicznych określone na przykład w normach [4] i [9] umożliwiają wyłącznie wykorzystywanie związków adekwatnych dla modeli 1D. Kolejną sprzecznością jest sformułowanie warunków stanu granicznego użytkowalności przez określenie granicznych wartości ugięć a_{gr} bez odniesienia do metod ich obliczania. Uzasadniony brak spójności analitycznej między rozwiązaniami równań sprężystych płyt cienkich a kryteriami metody stanów granicznych staje się oczywisty. Fakt, że równanie (2) nie zawiera średniej temperatury przekroju płyty T_0 jest poprawny, bowiem problemy zginania i analizy wpływu stanów osiowych mogą być analizowane rozłącznie.

Drewnopochodne płyty płaskoprasowane są szczególnie podatne na działanie wilgoci, stąd decydujący jest parametr $E(\epsilon_\omega)$. Wygodnie jest wyrazić wpływ zmian wilgotności materiału przez funkcję $\epsilon_\omega = f(\epsilon_T)$. Wówczas wpływy pozastatyczne temperatury i wilgotności zostaną sprzężone w związkach różniczkowych parametrami

$$\epsilon_T, E(\epsilon_T), \epsilon_\omega = f(\epsilon_T), E(\epsilon_\omega) = f[E(\epsilon_T)]. \quad (4)$$

Podstawą do obliczania sił wewnętrznych w zginanych elementach klasy 2D są parametry (4) i wynik rozwiązania równania (2), a wartości tych sił powinny stanowić podstawę do oceny stanów granicznych konstrukcji przekryć. Wynika to ze związków:

$$\mathbf{M} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = -D \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + (1+\nu) \frac{\epsilon \cdot \Delta T}{h} \\ \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + (1+\nu) \frac{\epsilon \cdot \Delta T}{h} \\ (1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix}, \quad (5)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = -D \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \left(\nabla^2 w + (1+\nu) \frac{\epsilon \cdot \Delta T}{h} \right) \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(\nabla^2 w + (1+\nu) \frac{\epsilon \cdot \Delta T}{h} \right) \end{bmatrix}, \quad (6)$$

w których stałe materiałowe przy równomiernym działaniu zmian temperatury T i wilgotności ω w ustalonym czasie obserwacji t przyjmują wartości

$$\epsilon = [f_t(\epsilon_T) + f_t(\epsilon_\omega)] = f_t(\epsilon_T) + f_t[\bar{f}(\epsilon_T)], \quad (7)$$

co oznacza, że f_t jest wartością funkcji $\bar{f}$ w ustalonym czasie t .

Badania autorów dotyczące rzeczywistych odkształceń płyt w zrealizowanych konstrukcjach wykazały, że przemieszczenia są większe od obliczonych analitycznie. Z tego względu stadium analityczne uściślono, uwzględniając wpływ stanów osiowych; przy stałej klasie modelu 2D związki różniczkowe są uwikłane w układzie dwóch równań sprzężonych

$$\begin{aligned} D\nabla^2\nabla^2 w - L(F, w) &= (\nu - 1) \cdot \frac{D \cdot \epsilon}{h} \cdot \nabla^2 \cdot \Delta T; \\ D\nabla^2\nabla^2 F + \frac{Eh}{2} L(w, w) &= -E \cdot h \cdot \epsilon \cdot \nabla^2 \cdot \Delta \cdot T_o; \end{aligned} \quad (8)$$

w których operator $\nabla^2\nabla^2(F, w)$ jest formą różniczkową

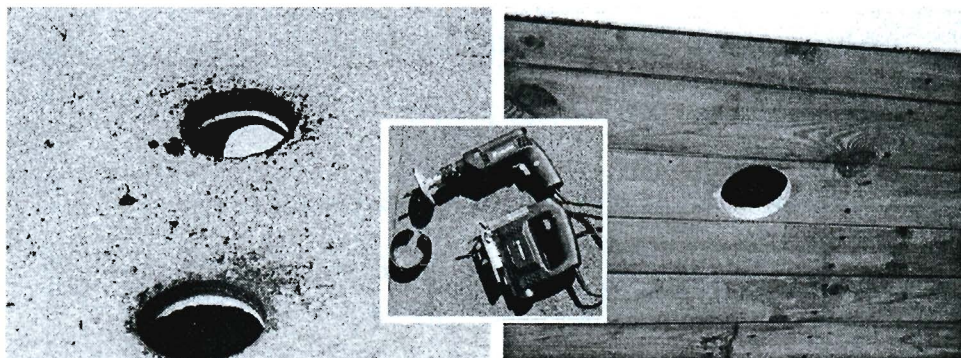
$$\nabla^2\nabla^2(F, w) = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}. \quad (9)$$

W równaniach (8) nie wyeliminowano upraszczającej zasady zeszytnienia, uściślając rozwiązanie, ale potwierdzając budowę form różniczkowych i rozwiązania. Związki (8) często nazywane są równaniami Kàrmàna, a funkcja Airy'ego F , warunki brzegowe i siły wewnętrzne są interpretowane analogicznie do treści monografii [11].

Mimo wykorzystania logicznie uzasadnionej i poprawnie sformułowanej teorii płyt w zastosowaniu do rozwiązywania problemów przekryć drewnopochodnych w zakresie obciążeń pozastatycznych otrzymuje się rozwiązania niespójne z badaniami zrealizowanych i eksploatowanych przekryć obiektów, które porównywano i oceniano systematycznie w ramach monitoringu, zgodnie z warunkami i technologią pomiarów adaptowanych do celów kontroli warunków stanów granicznych nośności i użyteczności.

2. Monitoring i efekty dystorsji materiałów drewnopochodnych

Uwzględniając brak kompatybilności między stanami prognozowanymi a efektami wieloletnich procesów monitoringu, w okresie realizacji pomiarów uznano za niezbędne wykonanie badań parametrów płyt wiórowych. Wstępne fazy badania wilgotności realizowano klasycznie a sposób uzyskiwania próbek płyt z nadmiernie odkształconych przekryć i powierzchni deskowanych ilustruje rysunek 2.



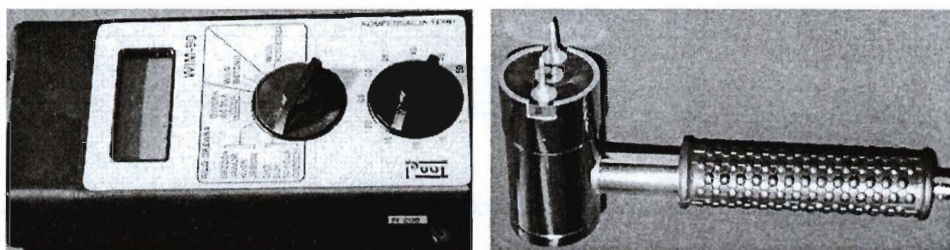
Rys. 2. Przygotowanie próbek do badania wilgotności metodą niszczącą nadmiernie odkształconego poszycia z płyt wiórowych i poprawnie eksploatowanego deskowania

Istotnym czynnikiem są pomiary masy próbek, które należy realizować z dokładnością do 0,001g. Taką dokładność uzyskano wykorzystując precyzyjną wagę elektroniczną typu D-100 z generacją automatyki pomiarów i stabilizacją temperatury. Efektem analiz niszczących metod pomiaru wilgotności było co prawda uzyskanie wyniku w miejscu pomiarowym i w skali makro, ale stanowiło to przyczynę zaawansowania prac nad nieniszczącymi metodami badań. Pobranie próbki wykluczało bowiem przydatność zdegradowanego fragmentu przekrycia do kontynuowania badań laboratoryjnych. W takim kontekście wyjaśniono makroskopowy nadmierny przyrost przemieszczeń drewnopochodnych materiałów wilgotnych w zestawieniu z suchymi partiami płyt. Skrupulatny i precyzyjny pomiar wilgotności próbek pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Proces pomiarów wilgotności materiału z wykorzystaniem próbek pobieranych z fragmentów płyt przekrycia o zróżnicowanych ugięciach

Prace nad efektywnymi pomiarami nieniszczącymi zakończono pozyskaniem wilgotnościomierza WIM-90 spełniającego oczekiwane kryteria dokładności. Mikroprocesor generuje pomiar wilgotności materiału i otoczenia, zatem umożliwia ocenę warunków wilgotności wielu typów wbudowanych płyt prasowanych a także kontrolę wilgotności płyt prasowanych z zakresu pomiarów określonych w normach europejskich PN-EN. Na techniczną przydatność metody wskazuje autor pracy [12], odnosząc się do wyrobów stolarskich, stosując wilgotnościomierz WRD-20 o znacznie mniejszym zakresie i dokładności pomiarów. Zakres pomiarowy wilgotności materiału, który wynosi $6\% \div 100\%$ w temperaturze od 0°C do $+50^{\circ}\text{C}$ jest zsynchronizowany z wymaganiami normatywnymi. Podobnie pomiar wilgotności powietrza można realizować sensorem w zakresie $20\% \div 90\%$ wilgotności względnej z dokładnością do 4%. Przyrząd z głowicą pomiarową wyposażoną w dwie elektrody pokazano na rysunku 4. Prosty sposób pomiaru, przez wbicie elektrod w badany charakterystyczny punkt przekrycia lub generowane do celów analizy numerycznej punkty siatki topologicznej, włączenie procesora kompensacyjnego temperaturę oraz odczytanie wyniku, okazał się przydatny zarówno w praktyce inżynierskiej jak też do celów prac naukowo-badawczych realizowanych w katedrze. Autorzy publikacji stwierdzają, że w wyniku oceny wielu przeprowadzonych badań, pomiary czynnika pozastatycznego-wilgotności okazywały się decydujące.



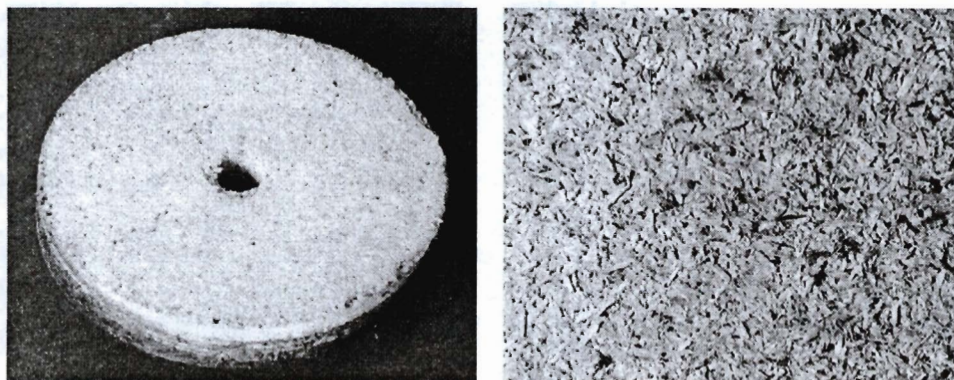
Rys. 4. Wilgotnościomierz WIM-90 z ciekłokrystalicznym ekranem, głowicą i elektrodami pomiarowymi

Przyczyną braku spójności rozwiązań równań analitycznych i rzeczywistych funkcji przemieszczeń okazały się imperfekcje zmian wilgotności w formie procesów nieciągłych, których interpretacja fizyczna jest prosta i związana z umiejętnością zabezpieczania materiału przed wpływem zmian wilgotności otoczenia. Laminarny wpływ zmian wilgotności powietrza na właściwości mechaniczne płyt wiórowych, o którym mowa zamieszczony w pracy [13], można w ograniczonym zakresie wykorzystać do miejscowych imperfekcji funkcji $E_{\Omega_i}(\epsilon_{\omega})$ i $f_{\Omega_i}(\epsilon_{\omega})$, gdzie Ω_i powinno określać obszary zmian lokalnych. Właściwości mechaniczne

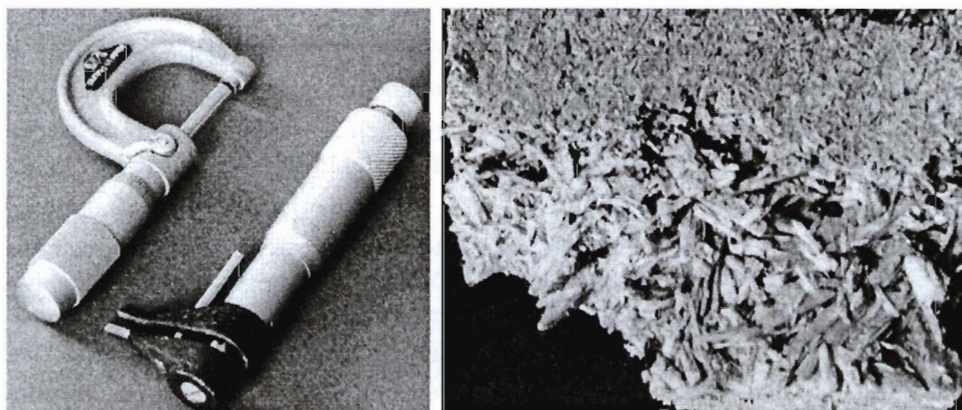
zamieszczone w tabeli 1 określone na podstawie dzisiejszego stanu wiedzy, zawartego w normie [4], odniesione są do płyt płasko prasowanych suchotrwałych, których wilgotność nie przekracza 10%. Przykład takich suchych płyt wbudowanych w konstrukcję wznoszonego obiektu pokazano na rysunku 5. Po dwuletnim okresie eksploatacji, powierzchnia dachu nie nadawała się do eksploatacji, a uogólniony stan imperfekcji w wyniku badań scharakteryzowano procesem pęcznienia płyt w warunkach zmiennej wilgotności. Proste badanie stanów granicznych użyteczności doprowadzone do pomiarów ugięć, eliminowało przydatność zrealizowanej konstrukcji, bowiem przecieki w lokalnie ugiętych powierzchniach Ω_i spowodowane zastoiskami wody opadowej powodowały penetrację do wnętrza oraz destrukcyjne procesy pęcznienia. W badaniach wyeliminowano przepisy norm, bowiem w dotychczas wydanych zaleceniach z zakresu normowania procesów odkształceń czy przemieszczeń płyt płasko prasowanych a także w publikacjach i monografiach nie istnieją koncepcje uylitarne ograniczania ugięć, szczególnie w zakresie wpływu środowiska jako aspektu obciążeń pozastatycznych. W sprzeczności pozostaje kompromitujący stan wiedzy ograniczający się często do wykorzystywanego w procesach normowania i pracach monograficznych truizmu „iż ugięcia płyt wiórowych płasko prasowanych należy obliczać zgodnie z zasadami mechaniki budowli”.

Tabela 1. Właściwości mechaniczne płyt wiórowych

- wytrzymałość charakterystyczna przy zginaniu prostopadłym do płaszczyzny płyty $f_{m,90,k}$ (MPa)	Grubość płyty w [mm]	6÷13	20,0
		14÷20	18,0
		21÷25	15,0
		26÷32	-
		33÷40	-
		> 40	-
- średni moduł sprężystości przy zginaniu prostopadłym do płaszczyzny płyty $E_{m,90,k}$ (GPa)		6÷13	3,2
		14÷20	2,9
		21÷25	2,7
		26÷32	2,4
		33÷40	2,1
		> 40	1,8
- średni moduł odkształcenia postaciowego przy zginaniu prostopadłym do płaszczyzny płyty $G_{m,90,k}$ (GPa)		6÷13	0,20
		14÷20	0,20
		21÷25	0,20
		26÷32	-
		33÷40	-
		> 40	-



Rys. 5. Struktura płyty płaskoprasowanej w budowanej konstrukcji przekrycia w warunkach suchych



Rys. 6. Sprzęt mikrometryczny wykorzystywany do kontroli pęcznienia płyt prasowanych z uwzględnieniem procesów zmian wilgotności

Brakiem intuicji inżynierskiej byłoby formułowanie związków różniczkowych dla stanów pęczniących struktur wiórowych, pokazanych na rysunkach 6 i 7. Poszukiwanie rzeczywistych sił w przekryciu wiórowym w obszarach Ω_i z procesami imperfekcji po wyznaczeniu funkcji Airy'ego F z równań (8) na podstawie niekwestionowanych spójnych związków mechaniki

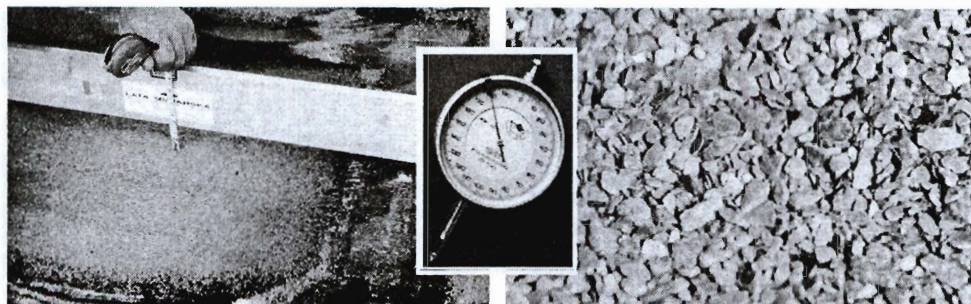
$$\mathbf{N}_o^T = \{N_x \quad N_y \quad N_{xy}\} = \left\{ \partial^2 F / \partial y^2 \quad \partial^2 F / \partial x^2 \quad -\partial^2 F / \partial x \partial y \right\} \quad (10)$$

jest błędne, chociaż w stanach eliminujących imperfekcje struktura materiału nadaje się do wykorzystania interpretacji (10).



Rys. 7. Degradacja właściwości mechanicznych we fragmentach przekrycia strukturalnego i całkowite eliminowanie cech sprężystych spowodowane procesem pęcznienia

Równie nieprzydatne okazują się wyniki pomiarów i opartych na nich badań nad efektami obciążenia przekryć funkcją temperatury $f_t(\Delta T)$. Rozpraszanie energii promieniowania słonecznego w warunkach odkształconego przekrycia $f(w)$ w połączeniu z pozastatycznym wpływem wilgotności można również kwalifikować do stanów imperfekcji. Jeżeli wpływ funkcji $f_t(\in T)$ jest dostatecznie mały, to zmniejszenie wartości obciążenia temperaturą [14], [15] jest celowe i efektywne okażą się czynności rewitalizacji. Wartość współczynnika pochłaniania promieniowania słonecznego dla powierzchni szarych i matowych wynosi $A = 0,5$ a dla powierzchni czarnych wzrasta niemal dwukrotnie i wynosi $A = 0,9$. Przykład badań nad ugięciem płyt prasowanych powierzchni przy wykorzystaniu wstępnym techniki makro a następnie mikrostrukturalnej prezentuje rysunek 8. Jeżeli efekty minimalizowania obciążeń pozastatycznych w stadium sprężystych charakterystyk materiału zostaną uznane za technicznie nieprzydatne, a zostaną stwierdzone dystorsje typów pokazanych na rysunku 7, przekrycie należy kształtować z materiałów zamiennych odpornych na omawiane procesy destrukcyjne.



Rys. 8. Ilustracja badań wpływu pochłaniania promieniowania słonecznego na ugięcia płyt przez zmianę koloru warstwy pokrycia na kolor szary i rozproszenie energii obciążenia pozastatycznego

3. Procesy kontrolne

Pomiary skutków eliminowania i minimalizowania obciążeń pozastatycznych $f_i(\in_T)$ realizowano opracowaną, i jak się okazało skuteczną, metodą, w której wykorzystano procesy promieniowania długości fal w zakresie podczerwieni nie zakłócając badanych pól temperatury. W wyniku wielu doświadczeń i analiz uznano za efektywną aparaturę radiacyjną z detektorem promieniowania, którym jest stos elektryczny umożliwiający pomiar temperatury od -30 do $+900^\circ\text{C}$. Dostępny i zakupiony do celów badawczych pirometr pokazano na rysunku 9.

W efekcie wykorzystano fale promieniowania typu pasmowego, gdzie dla ciała doskonale czarnego rozkład mocy wypromieniowanej interpretowany był funkcją (11)

$$M_0(\lambda_2 - \lambda_1) = \int_{\lambda_1}^{\lambda_2} \frac{c_1 \cdot \lambda^{-5}}{e^{\frac{c_2}{\lambda T}} - 1} d\lambda, \quad (11)$$

gdzie oznaczono:

$\lambda_1 \div \lambda_2$ – przedział mierzonych zmian długości fal [μm],

T – temperatura bezwzględna ciała promieniującego [K],

stałe: $c_1 = 3,7415 \cdot 10^{-16} \text{ W} \cdot \text{m}^2$, $c_2 = 14388 \mu\text{m} \cdot \text{K}$.



Rys. 9. Pirometr, zbudowany z układu optycznego, termicznego detektora promieniowania, układu przetwarzania i ciekłokrystalicznego wskaźnika pomiaru, podczas testów laboratoryjnych

Wykorzystując fakt technologicznego kalibrowania przyrządu dla ciała doskonale czarnego, przetwarzając funkcję (11) dla powierzchni szarej pokazanej na rysunku 8 wartość natężenia promieniowania wyrażono wzorem

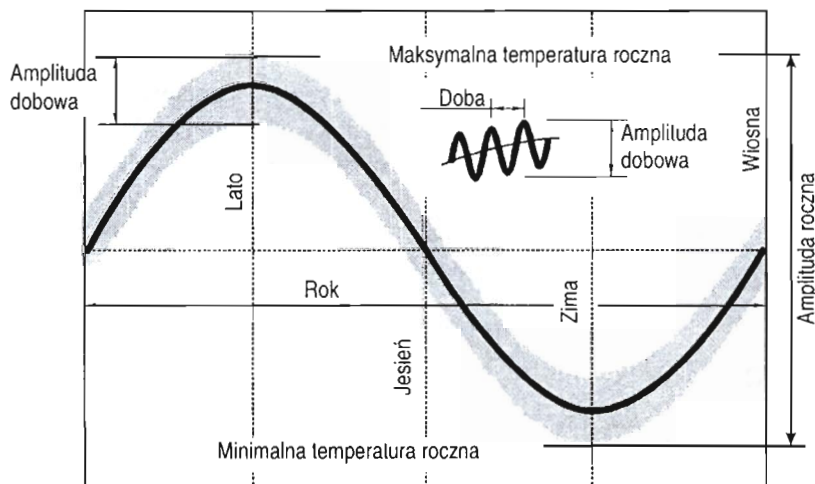
$$M_o = 5,6697 \text{ (W/m}^2\text{K}^4) \cdot \xi \cdot \left(\frac{T}{100} \right)^4, \quad (12)$$

w którym ξ jest współczynnikiem emisyjności. Dla powierzchni płyty płasko prasowanej, pokrytej rzeczywistą, dowolną warstwą materiału zabezpieczającego przed wpływami zewnętrznymi, efekt można prognozować i kontrolować, wykorzystując obliczoną lub zmierzoną temperaturę

$$T_r = T_w \sqrt[4]{\frac{1}{\xi}}, \quad (13)$$

gdzie T_r, T_w – temperatura ciała szarego; doskonale czarnego.

Sposób określania stałej emisyjności został wyjaśniony w pracy [16]. Czynnikiem degradacji decydującym o zmniejszeniu trwałości oraz zmianie stanu przemieszczeń jest funkcja $f(T_r)$ pokazana na rysunku 10.



Rys. 10. Zmiany funkcji temperatury powietrza

Analizuje się również interakcje dobowych zmian temperatury powierzchni.

4. Wyniki badań

Efekty zrealizowanych analiz i badań wyjaśniają zakres i efektywność stosowania metod analizy sprężystej pracy materiału płasko prasowanych płyt wiórowych w przekryciach powierzchniowych poddanych procesom obciążeń pozastatycznych. Wyjaśniono brak zgodności wyników rozwiązań analitycznych z wynikami badania zrealizowanych konstrukcji, w których najważniejsze znaczenie mają procesy dystorsji skutkujące niejednorodnością struktury materiałów przeważnie w obszarach lokalnych.

Decyzja o kształtowaniu przekrycia z zastosowaniem materiałów drewnopochodnych powinna być oparta na długoletnich doświadczeniach, szczególnie w zakresie auditingu trwałości konstrukcji eksploatowanych w okresach kilku, kilkunastu i kilkudziesięciu lat. W oględzinach makroskopowych lokalna destrukcja materiału sygnalizowana jest na ogół procesem pęcznienia, a w procesie eksploatacji rozszczelnieniem, przeciekami i nadmiernymi ugięciami.

Efektywna może okazać się zamiana tworzywa drewnopochodnego na materiały o zwiększonych parametrach cech sprężystych. Potwierdzają to przepisy eu-

ropejskie normy EN 312-6:1996, przetransponowane w formie wiedzy zawartej w normie [17].

Konstruowanie przekryć z drewnopochodnych płyt prasowanych, poprzedzone wykorzystaniem prezentowanych w publikacji doświadczeń, utwierdza autorów, że uzyskuje się rozwiązania bardziej nowoczesne i estetyczne niż rozwiązania przekryć kształtowanych z desek. Kryteria wpływów pozastatycznych okazały się ważne i powinny rozszerzać przepisy z zakresu normowania nawet z uwzględnieniem aspektu, iż stosowanie norm jest dobrowolne.

Literatura

- [1] Kopkiewicz F.: Ciesiołka wiejska i małomiasteczkowa. Trzaska-Evert-Michalski, Warszawa, 1948.
- [2] PN-64/B-03150 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-73/B-03150 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [4] PN-81/B-03150 Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] BN-80/7123-04.00 Płyty wiórowe prasowane. Postanowienia ogólne.
- [6] BN-80/7123-04.01 Płyty wiórowe prasowane. Podział, nazwy i określenia.
- [7] BN-80/7123-04.02 Płyty wiórowe prasowane. Kontrola jakości.
- [8] BN-80/7123-04.03 Płyty wiórowe prasowane. Metody badań.
- [9] PN-B-03150:2000 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] PN-EN 312-1:2000 Płyty wiórowe. Wymagania techniczne. Wymagania ogólne dla wszystkich rodzajów płyt.
- [11] Kączkowski Z.: Płyty. Obliczenia statyczne. Arkady, Warszawa, 2000.
- [12] Koziański P.: Konserwacja domu. Polskie Stowarzyszenie Mykologów Budownictwa, Wrocław, 1997.
- [13] Noskowiak A.: Własności mechaniczne płyt wiórowych i płyt pilśniowych w funkcji wilgotności. Konferencja Naukowa „Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych”, Szczecin-Świnoujście, 1999.
- [14] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
- [15] EN 1991-1-5:2003 Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-5. General actions. Thermal actions.
- [16] Szeląg R.: Badania i wpływ efektów pozastatycznych na trwałość konstrukcji obiektów inżynierskich. Politechnika Białostocka, praca doktorska, Białystok, 2004.

- [17] PN-EN 312-7:2000 Płyty wiórowe. Wymagania techniczne. Wymagania dla płyt o podwyższonej zdolności do przenoszenia obciążeń, użytkowanych w warunkach wilgotnych.

DIFFERENTIAL CONNECTIONS AND DISTORTION PROBLEMS IN SURFACE ROOFS MADE OF WOOD-BASE MATERIALS

Summary: The paper is preceded by a historical outline of the formation of wood surfaces. The first publication that the authors got acquainted with was the monograph [1] published in 1948. The processes of changes in formation and usage of wood, which systematized the methods of calculations were worked up in the norm [2] in 1964 and ten years later the regulations were changed in the norm [3] that was valid since 1973. It turned out that technology of development of materials used in wood industry outpaced normative regulations, as just in 1981 a norm [4] was published, in which specific conditions of chipboarded plates were applied. Consequently, the authors present the results of their own analysis and research of plate roofs made of wood base materials as far as the influence of non-static effects on the change of stresses and displacements is concerned.

Key words: plates, wood base materials, standards, distortion, stresses, displacements

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

Joanna Krętowska, Czesław Miedziałowski, Rościsław Tribiło

A new wall and floor slab finite elements for the description of three dimensional building structures

Abstract: The paper presents new semi-analytical finite elements (superelements) of walls and floor slabs, which are treated as beams taking into account compression and twisting and assuming the deformation of the transverse section as in Timoshenko-type beam.

This elements together with elements presented in [2] and [3], can be used in the building structure description via finite element method. Created model incorporates small number of unknowns and the computation can be carried out easily on commonly used hardware of PC class.

Keywords: wall and floor slab finite elements, superelements, three-dimensional building structures, finite element method

Introduction

Three-dimensional description of building structure which takes into consideration soil-structure interaction is a very complex problem and solution of this problem is often obtained by using finite element method. The computational model, which uses classical finite elements, incorporates substantial disadvantages as a result of high time-consuming computations (high number of degrees of freedom) and extended data processing. Many research workers tried to find more convenient elements to describe three-dimensional structures [1].

Authors present new three dimensional semi-analytical finite elements of walls and floor slabs which can be used in the building structure description via finite element method together with elements presented in [2] and [3]. The method of discretization of structure allows for the natural division into constituting elements (walls and floor slabs, joints and lintels). Such an analysis allows not only to design building structures in the efficient way but also to take into account the complicate load and soil conditions. Because of small number of unknowns the computation can be carried out easily on commonly used hardware of PC class.

1. Description of new wall and floor slab finite elements

Wall and floor strips elements are treated as beams, taking into account compression and twisting and assuming the deformation of the transverse section as in Timoshenko-type beam [2], [4]. Fig. 1. presents loads distribution and unknowns in shield-type elements.

The displacement field of wall and floor elements is expressed by

$$\mathbf{f}_w = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u \\ 0 \\ w_0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ x\psi \\ x\varphi \end{Bmatrix} \quad (1)$$

where : φ – angle of rotation of the cross-section area,

ψ – angle of element twist.

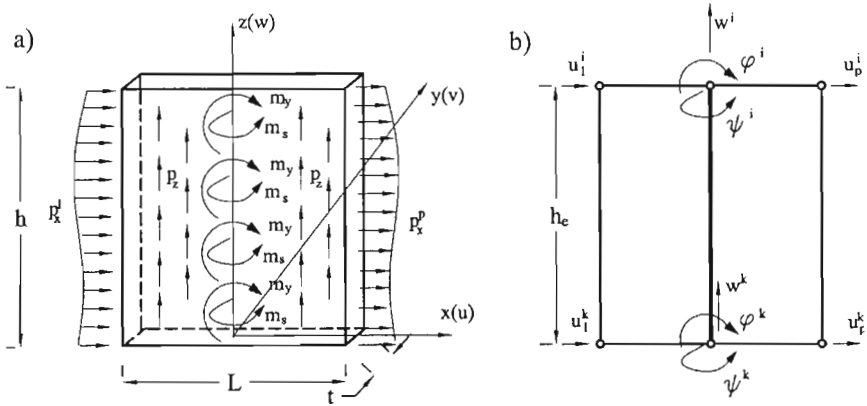


Fig. 1. Shield-type elements of building structure: a) loads distribution, b) unknowns location
The strain field may be written as

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{zx}^s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{u_l - u_p}{L} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial z} \\ 2y \frac{\partial \psi}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{u_l - u_p}{L} \\ \frac{\partial w_0}{\partial z} + x \frac{\partial \varphi}{\partial z} \\ -\varphi + \frac{\partial(u_l + u_p)}{2\partial z} \\ 2y \frac{\partial \psi}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

where: l, p – two adjacent points between of which strains are averaged,
 L – distance between points l and p (width of the strip).

Strain ε_z is composed of the part due to uniformly distributed compression ε_z^w and the part resulting from bending ε_z^φ . The state vector of strain has therefore the following form:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{zx} \\ \varepsilon_{sz}^\varphi \\ \gamma_{zx}^s \end{Bmatrix} = \mathbf{J} \mathbf{L} \bar{\mathbf{f}}_w \quad (3)$$

$$\text{where: } \mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & 0 \\ \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} & \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\bar{\mathbf{f}}_w = \{u_l \quad u_p \quad w_0 \quad \varphi \quad \psi\}^T \quad (5)$$

$\mathbf{J}$ – diagonal matrix

$$\mathbf{J} = [1 \ 1 \ 1 \ x \ y] \quad (6)$$

The stress field has the form:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D}\mathbf{J}\mathbf{L}\bar{\mathbf{f}}_w \quad (7)$$

where $\mathbf{D}$ – constitutive matrix of shield-type elements.

After integration with respect to x and y variables the following expression for internal forces vector is obtained:

$$\mathbf{W} = \{N_x \quad N_z \quad Q_x \quad M_y \quad M_s\}^T \quad (8)$$

$$\mathbf{W} = \iint \mathbf{J}\boldsymbol{\sigma} \, dx dy = \bar{\mathbf{D}}\mathbf{L}\bar{\mathbf{f}}_w \quad (9)$$

$$\mathbf{P} = \iint \mathbf{p} \, dx dy \quad (10)$$

where $\bar{\mathbf{D}}$ – constitutive matrix of section.

The solution of the problem using finite element method is reduced to a defined number of points, called nodes. Vector of unknown displacements $\mathbf{d}_e$ has the form:

$$\mathbf{d}_e = \{u_l^i \quad u_p^i \quad w^i \quad \varphi^i \quad \psi^i \quad u_l^k \quad u_p^k \quad w^k \quad \varphi^k \quad \psi^k\}^T \quad (11)$$

To establish FEM relations, virtual work principle is used:

$$\int_h \left\{ (\delta \bar{\mathbf{f}}_w)^T \mathbf{L}^T \mathbf{W} - \int_h (\delta \bar{\mathbf{f}}_w)^T \mathbf{P} \right\} dz = 0 \quad (12)$$

$$\text{where } \bar{\mathbf{f}}_w = \mathbf{N} \mathbf{d}_e \quad (13)$$

$\mathbf{N}$ – shape function matrix.

Taking into consideration (13) and equation (3) the strain vector has a form:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{J} \mathbf{L} \mathbf{N} \mathbf{d}_e = \mathbf{J} \mathbf{B} \mathbf{d}_e \quad (14)$$

The internal forces vector can be described as follows:

$$\mathbf{W} = \bar{\mathbf{D}} \mathbf{L} \mathbf{N} \mathbf{d}_e = \bar{\mathbf{D}} \mathbf{B} \mathbf{d}_e \quad (15)$$

Principle of virtual work, with respect to equations (13) and (15) has form:

$$\int_h \left\{ (\delta \mathbf{d}_e)^T (\mathbf{B}^T \bar{\mathbf{D}} \mathbf{B} \mathbf{d}_e - \mathbf{N}^T \mathbf{P}) \right\} dz = 0 \quad (16)$$

Hence, typical to FEM relation is obtained:

$$\mathbf{K}_e \mathbf{d}_e = \mathbf{P}_w \quad (17)$$

where $\mathbf{K}_e$ – element stiffness matrix,

$\mathbf{P}_w$ – vector of nodal forces.

In order to obtain more convenient implementation of connecting shield-type finite elements the unknowns are defined at corners of elements. Transformation of the stiffness matrix is carried out according to the relation

$$\bar{\mathbf{K}}_e = \mathbf{A}^T \mathbf{K}_e \mathbf{A} \quad (18)$$

where $\mathbf{A}$ – transformation matrix.

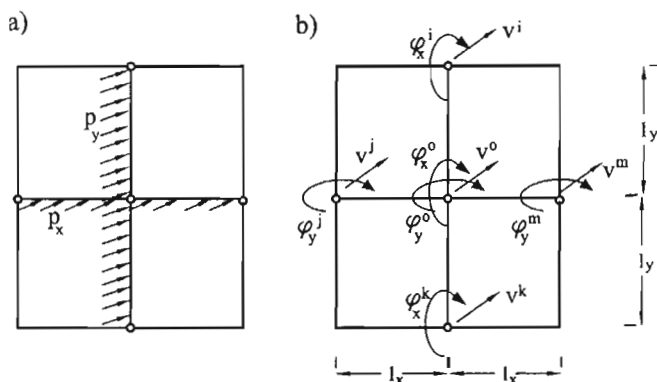


Fig. 2. Plate-type elements of building structure: a) loads distribution, b) unknowns location

Plate-type state has been described by substitute beam scheme of four elements (Fig. 2).

Displacement vector has a form:

$$\mathbf{d}_e = \{v^i \quad \varphi_x^i \quad v^j \quad \varphi_y^j \quad v^k \quad \varphi_x^k \quad v^m \quad \varphi_y^m \quad v^o \quad \varphi_y^o \quad \varphi_x^o\}^T \quad (19)$$

Stiffness matrix of single element can be determined by using potential energy balance

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^l EJ (w_x'')^2 dx, \quad (20)$$

where displacement state is approximated as follows

$$w(x) = N_1 v_{ik} + N_2 v_{ki} + N_3 \varphi_{ik} + N_4 \varphi_{ki} \quad (21)$$

Shape functions have the following form:

$$\begin{aligned} N_1 &= 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3 \\ N_2 &= 3\xi^2 - 2\xi^3 \\ N_3 &= \xi - 2\xi^2 + \xi^3 \\ N_4 &= (-\xi^2 + \xi^3)/l, \quad \xi = \frac{x}{l} \end{aligned} \quad (22)$$

Stiffness matrix of plate-type element is obtained by aggregation of stiffness matrices of beam elements. Initial force vector of plate-type element can be expressed by

$$Q_{pl} = \left\{ -\frac{p_y l_y}{2} \quad \frac{p_y l_y^2}{12} \quad -\frac{p_x l_x}{2} \quad -\frac{p_x l_x^2}{12} \quad -\frac{p_y l_y}{2} \quad -\frac{p_y l_y^2}{12} \quad -\frac{p_x l_x}{2} \quad \frac{p_x l_x^2}{12} \right. \\ \left. -p_y l_y \quad -p_x l_x \quad 0 \quad 0 \right\} \quad (23)$$

where:

q – intensity of surface load,

p_x – substitute beam load in X direction – $p_x = \varphi_x \cdot q \cdot 2l_y$,

p_y – substitute beam load in Y direction – $p_y = \varphi_y \cdot q \cdot 2l_x$,

φ_x, φ_y – load distribution coefficients,

l_x, l_y – half length of side of element in X and Y direction.

Taking into account shield-type state and plate-type state the finite element presented in Fig. 3. has been obtained.

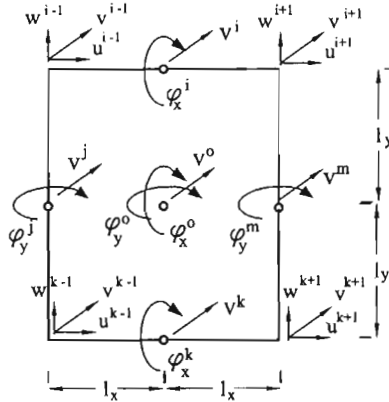


Fig. 3. Finite element which describes shield-type state and plate-type state.

Summary

The new wall and floor elements presented in this paper and the elements presented in [2], [3] allow to describe the behaviour of complex wall structures of building taking into account soil-structure interaction. The concept of the model is

based on beam elements and joints between them. The building structure model is assembled of elements corresponding to the division of a real structure into constituent elements (wall panels, floor slabs, plane and spatial joints or lintels). Because of small number of unknowns the computation can be carried out easily on commonly using hardware of PC class.

References

- [1] H.S. Kim, D.G. Lee, Analysis of shear wall with openings using super elements, *Engineering Structures*, 25(2003) 981-991.
- [2] Miedziałowski Cz., Three-dimensional modelling of wall structures, *Archives of Civil Engineering*; **XLI**(2), (1995), 195-212.
- [3] J. Krętowska, Cz. Miedziałowski: Model podłoża gruntowego do opisu współpracy z konstrukcją nośną budynków, *Inżynieria i Budownictwo*, 1, (2000)
- [4] S.P. Timoshenko., J.N. Goodier, Theory of elasticity, McGraw-Hill, New York, 1951.

Nowe elementy skończone ścienne i stropowe do opisu przestrzennych konstrukcji budowlanych

Streszczenie: W pracy opublikowano nowe półanalityczne elementy skończone ścienne i stropowe (tzw. superelementy), do opisu których wykorzystano schematy belkowe uwzględniające skręcanie i ściskanie poprzeczne z założeniem deformacji przekroju jak w belce typu Timoshenki. Elementy te w połączeniu z elementami skończonymi przedstawionymi w [2], [3] tworzą model obliczeniowy MES, który może być z powodzeniem wykorzystywany do rozwiązywania złożonych przestrzennych konstrukcji budowlanych. Utworzony model wprowadza małą liczbę niewiadomych a obliczenia mogą być przeprowadzane na powszechnie dostępnym sprzęcie komputerowym.

Słowa kluczowe: elementy skończone ścienne i stropowe, superelementy, trójwymiarowe konstrukcje budowlane, metoda elementów skończonych.

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

Małgorzata Lelusz, Marta Kosior-Kazberuk

Wpływ uziarnienia kruszywa na właściwości betonu decydujące o trwałości konstrukcji

Streszczenie: Odpowiedni dobór stosu okruszowego w betonie może wpłynąć w istotnym stopniu na poprawę właściwości betonu decydujących o trwałości konstrukcji żelbetowych. W artykule przedstawiono wyniki badania właściwości technicznych betonów wykonywanych z cementu CEM I 32,5R oraz kruszywa naturalnego o zróżnicowanym składzie. Określono następujące właściwości betonów: wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość i porowatość oraz mrozoodporność (metodą zwykłą i metodą powierzchniowego łuszczenia materiału). Ponadto monitorowano szybkość korozji stali zbrojeniowej metodą galwanostatyczną. Przeprowadzono jakościową analizę statystyczną wyników badania.

Słowa kluczowe: beton, kruszywo, uziarnienie kruszywa, trwałość konstrukcji

Wstęp

Obiekty żelbetowe powinny przez cały okres użytkowania spełniać wymagania wytrzymałościowe i zachowywać cechy użytkowe. Podczas opracowywania nowej normy betonowej PN-EN 206-1 [1] rozważono szczegółowo podejście do wymagań trwałości w aspekcie właściwości użytkowych betonu. W tym celu dokonano przeglądu metod projektowania i badania betonu. Ustalono, że metody te nie są jeszcze wystarczająco rozwinięte, aby można było w normie podawać dotyczące ich szczegóły [2]. Zatem norma zezwala na kontynuację metod projektowania i zachęca do rozwoju badań nad betonami, uwzględniających wymagania trwałości.

Poznanie mechanizmu różnych procesów niszczenia betonu pozwala odpowiednio dobierać składniki betonu oraz warunki jego pielęgnacji. Istotnych informacji o trwałości betonu dostarcza już sama jego wytrzymałość. Jednak nie zawsze wysoka wytrzymałość betonu gwarantuje jego trwałość. Decyduje tutaj struktura i mikrostruktura samego stwardniałego zaczynu, oraz rodzaj i właściwości kruszywa [2, 3, 4].

Ustalił się pogląd, reprezentowany przez wielu badaczy, że o korozji chemicznej decyduje przede wszystkim struktura porów w stwardniałym zaczynie, która bezpośrednio wpływa na przepuszczalność oraz wielkość podciągania kapilarnego. Istotnym parametrem związanym z mikrostrukturą i strukturą stwardniałego zaczynu cementowego, decydującym o trwałości betonu, jest budowa strefy kontaktowej pomiędzy ziarnami kruszywa a zaczynem [3, 5, 6, 7].

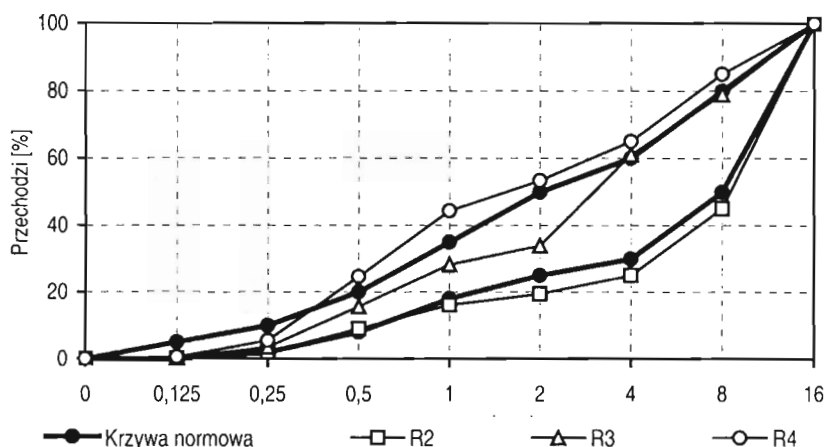
Najtańszym sposobem (nie zawsze docenianym) uzyskania betonu o podwyższonych parametrach technicznych jest odpowiedni dobór stosu okruszowego. Nie ma idealnego składu kruszywa do betonu. Stos okruszowy należy dobierać każdorazowo, biorąc pod uwagę zarówno wymagania co do niezbędnych parametrów technicznych mieszanki betonowej i betonu jak i względy ekonomiczne.

1. Metoda badań

1.1. Materiały i przygotowanie próbek

Do przygotowania mieszanek betonowych użyto cementu portlandzkiego bez dodatków CEM I 32,5R, piasku rzeczno-płukanego oraz kruszywa grubego naturalnego frakcji 2/4, 4/8, 8/16

Badaniom laboratoryjnym poddano trzy betony, których skład charakteryzował się stałym $C/W = 2,5$ i zróżnicowanym stosem okruszowym przedstawionym na rys. 1. oraz plastyczną konsystencją mieszanki betonowej. Dobór stosów okruszowych R2 i R4 ma symulować sytuacje, kiedy projektant dysponuje kruszywem naturalnym (np. z lokalnych żwirowni), o uziarnieniu wychodzącym poza górną lub dolną zalecaną krzywą uziarnienia. Kruszywo R3 było projektowane na najmniejszą jamistość. Jamistości poszczególnych stosów okruszowych kształtowały się następująco: R2 – $0,165 \text{ dm}^3/\text{kg}$, R3 – $0,110 \text{ dm}^3/\text{kg}$, R4 – $0,135 \text{ dm}^3/\text{kg}$.



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

Mieszanki betonowe o recepturach podanych w tabelicy 1 przygotowano w mieszarce laboratoryjnej typu ML-1b o prędkości obrotowej mieszadła 140/285 obr/min i prędkości ruchu planetarnego 62/125 obr/min. Do badania podstawowych właściwości betonu, takich jak wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość, porowatość, wykonano próbki sześciennie o wymiarach 10 x 10 x 10 cm. Próbki rozformowano po 24 godzinach i przechowywano w komorze klimatyzacyjnej w temperaturze $18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ i wilgotności około 95%.

Tablica 1. Receptury mieszanek betonowych użytych do badań

Składnik	R2	R3	R4
Cement, kg/m^3	367	444	499
Woda, dm^3/m^3	147	178	199
Kruszywo, kg/m^3	1948	1799	1695

1.2. Badanie mrozoodporności

Odporność betonów na działanie mrozu badano dwiema metodami: metodą zwykłą wg PN-88/B-06250 [8] oraz oceniając powierzchniowe złuszczenia materiału zgodnie ze szwedzką normą SS 137244 [9].

Metoda zwykła polega na cyklicznym zamrażaniu próbek betonowych w powietrzu i rozmrażaniu ich w wodzie. Działanie takie powoduje niszczenie betonu wskutek wewnętrznych pęknięć zaczynu [4]. Miarą odporności na działanie mrozu jest spadek wytrzymałości na ściskanie oraz ubytek masy próbek. Do badań użyto próbek w formie kostek o wymiarach 10 x 10 x 10 cm.

Inny rodzaj niszczenia betonu – powierzchniowe łuszczenie występuje zwykle pod wpływem zamrażania i rozmrażania w obecności soli odladzającej. Metoda opisana w normie [9] uchodzi za najbardziej surowy test określania mrozoodporności. Symuluje warunki często występujące w rzeczywistości a rodzaj zniszczenia odpowiada rzeczywistym uszkodzeniom konstrukcji [10]. Do badań użyto próbek w formie kostek 10 x 10 x 10 cm, z których, prostopadle do ich górnej powierzchni, odcinano płytki grubości 5 cm. Powierzchnią poddawaną zamrażaniu była powierzchnia cięcia. Pozostałe powierzchnie każdej próbki pokryto izolacją termiczną. Ciecz mrozącą był 3% roztwór chlorku sodu.

W programowalnej komorze testowej próbki poddawano cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu. Pojedynczy cykl, podczas którego temperatura zmieniała się w zakresie od +20°C do -18°C, trwał 24 h, przy czym temperatura dodatnia utrzymywana była przez 8 h, w ciągu każdego cyklu.

Ciecz mrozącą wymieniało się co 7 cykli, jednocześnie zbierano złuszczonego materiał i suszono go do stałej masy. Do każdego pomiaru i dla każdej próbki obliczano masę złuszczeń m w odniesieniu do powierzchni poddanej próbie działania mrozu. Oceny mrozoodporności w roztworze soli dokonuje się na podstawie masy złuszczonego materiału, według kryteriów zawartych w tablicy 2.

Tablica 2. Kryteria oceny mrozoodporności betonu badanej według normy SS 137244 [9]

Mrozoodporność	Wymagania
Bardzo dobra	Średnia złuszczeń po 56 cyklach jest mniejsza niż 0,10 kg/m ² .
Dobra	Średnia złuszczeń po 56 cyklach jest mniejsza niż 0,20 kg/m ² lub jest mniejsza niż 0,50 kg/m ² , przy czym m_{56}/m_{28} jest mniejsze niż 2 lub średnia złuszczeń po 112 cyklach jest mniejsza niż 0,50 kg/m ² .
Dostateczna	Średnia złuszczeń po 56 cyklach jest mniejsza niż 1,00 kg/m ² , przy czym m_{56}/m_{28} jest mniejsze niż 2 lub średnia złuszczeń po 112 cyklach jest mniejsza niż 1,00 kg/m ² .
Niedostateczna	Jeśli nie są spełnione wymagania mrozoodporności dostatecznej.

1.3. Monitorowanie szybkości korozji stali zbrojeniowej

Szybkość korozji stali zbrojeniowej monitorowano na elektrodach stalowych umieszczonych w stwardniałym betonie. Część próbek poddano cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w 3% roztworze NaCl, natomiast pozostałe poddano cy-

klicznemu nasączeniu w 3% roztworze NaCl i suszeniu w temperaturze $18 \pm 2^\circ\text{C}$ przy wilgotności względnej około 40%. Naprzemienne suszenie i nawilżanie powoduje ciągły ruch wilgoci w porach betonu, co w przybliżeniu odpowiada warunkom eksploatacji konstrukcji betonowych. Próbki poddawano comiesięcznemu badaniu napięcia w celu określenia korozji stali zbrojeniowej na sterowanym za pomocą komputera urządzeniu do badań elektrochemicznych „Atlas 94”.

Badania elektrochemiczne polegające na zdejmowaniu tzw. „charakterystyk napięciowych” prowadzono metodą galwanostatyczną. Mierzono napięcie na zaciskach dwiema identycznymi elektrodami ze stali zbrojeniowej, o powierzchni czynnej 10 cm^2 , zatopionymi w stwardniałym betonie i poddawanymi polaryzacji z zewnętrznego źródła prądu. Po uwzględnieniu wartości omowego spadku napięcia wykreslano krzywą zależności napięcia na zaciskach od logarytmu gęstości prądu polaryzującego. Z otrzymanych wykresów wyznaczano, przez ekstrapolację, gęstość prądu korozyjnego. Przed pomiarem próbki umieszczano na 48 h w szczelnej komorze nad lustrem wody w celu wyrównania wilgotności.

2. Wyniki badań

2.1. Wybrane właściwości fizyczne i mechaniczne

Wyniki badania wybranych właściwości charakteryzujących badane betony, opisane szczegółowo w [11], zestawiono w tabelicy 3.

Tablica 3. Wyniki badania mieszanek betonowych i betonów

Rodzaj badania	Receptura		
	R2	R3	R4
Konsystencja mieszanki betonowej badana metodą Vebe	13 s	11 s	11 s
Zawartość powietrza w mieszance betonowej	1,47 %	2,16%	3,12%
Gęstość objętościowa mieszanki betonowej	2,45 kg/dm ³	2,40 kg/dm ³	2,36 kg/dm ³
Wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania	47,2 MPa	46,6 MPa	44,77 MPa
Nasiąkliwość betonu wodą	4,01%	4,94%	5,65%
Porowatość całkowita betonu	11,89%	13,62%	16,98%

Na podstawie analizy wyników badań stwierdzono, że beton o składzie R2 odznacza się najlepszymi parametrami technicznymi i ekonomicznymi. Beton ten wykazał największą wytrzymałość na ściskanie (wyniki wytrzymałości poszczególnych betonów różnią się od siebie zaledwie o około 5% i wytrzymałość maleje wraz ze zmniejszaniem się zawartości kruszywa grubego w stosie okrucowym),

najmniejszą nasiąkliwość (zgodnie z [8] betony o składzie R2 i R3 mogą być stosowane w konstrukcjach narażonych na wpływy atmosferyczne – nasiąkliwość < 5%) oraz minimalną porowatość.

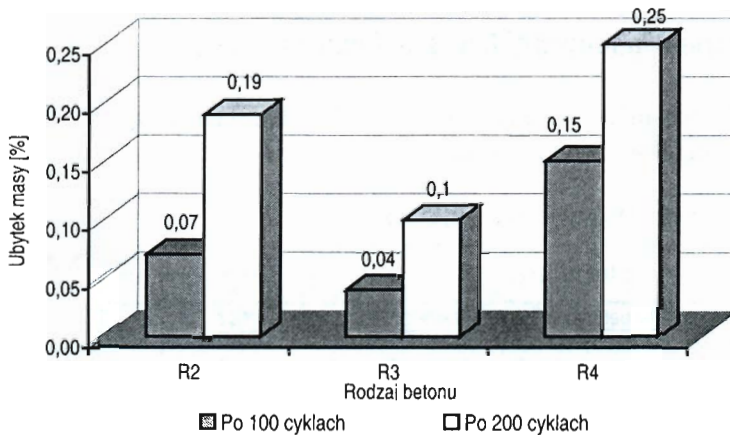
Beton o recepturze R2 zawiera w swoim składzie najmniejszą, z rozpatrywanych, ilość cementu (367 kg/m^3). Oznacza to, że odpowiednio dobrany stos okruszowy pozwala ograniczyć zużycie cementu przy zachowaniu bardzo wysokich parametrów technicznych betonu.

2.2. Odporność na działanie mrozu

2.2.1. Wyniki badania mrozoodporności betonu metodą zwykłą

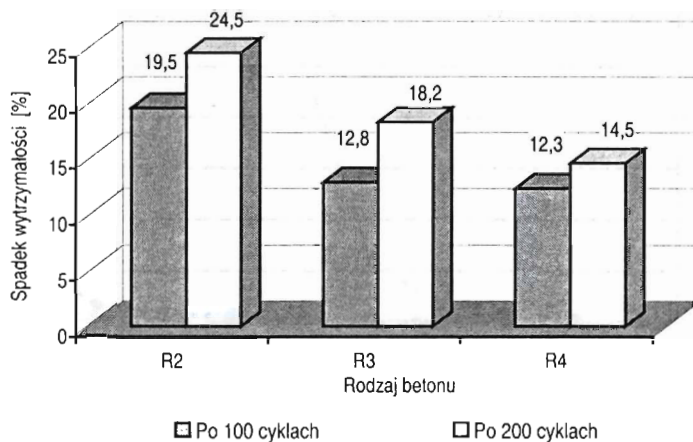
Wyniki pomiarów ubytku masy próbek po 100 i 200 cyklach zamrażania i rozmrażania w wodzie przedstawiono na rys 2.

Wszystkie próbki wykazały ubytki w postaci zniszczonych narożników i krawędzi oraz odprysków kruszywa. Jednakże ubytek masy nie przekraczał 5%. Najmniejszy ubytek masy obserwowano dla betonu o recepturze R3 (stos okruszowy o najmniejszej jamistości).



Rys. 2. Wyniki badania ubytku masy próbek betonowych uzyskane podczas badania mrozoodporności betonów metodą zwykłą

Wyniki pomiarów spadku wytrzymałości betonu na ściskanie po 100 i 200 cyklach przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Wyniki badania spadku wytrzymałości betonu na ściskanie próbek betonowych uzyskane podczas badania mrozoodporności metoda zwykłą

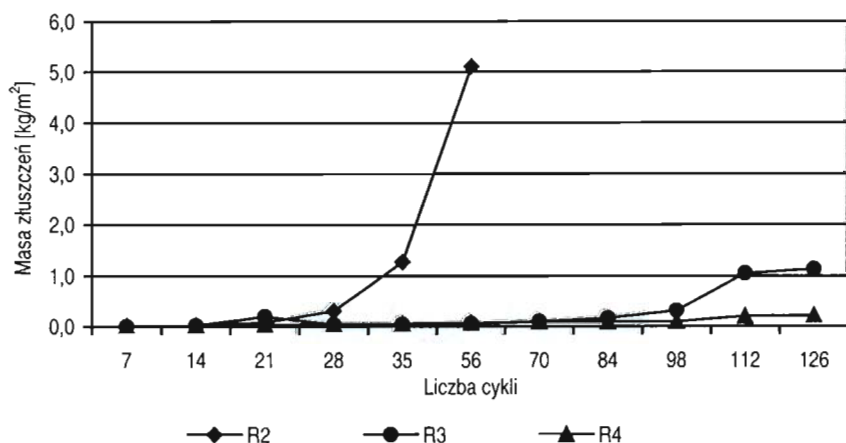
Największy spadek wytrzymałości na ściskanie w wyniku zamrażania obserwowano dla betonu o składzie R2 z najgrubszym uziarnieniem (55% frakcji 8-16 mm) i najmniejszą zawartością cementu i wody. Jedynie ten beton wykazywał spadek wytrzymałości większy od 20% (24,5% po 200 cyklach zamrażania i rozmrażania). Już po 100 cyklach był on bliski 20% (19,5%). Spadek wytrzymałości na ściskanie betonu jest tym mniejszy im mniejsza jest zawartość kruszywa grubego w stosie okruszowym (rys. 3.).

2.2.2. Wyniki badania odporności betonów na powierzchniowe złuszczenie

Wyniki badania odporności betonów na powierzchniowe złuszczenia, przeprowadzonego zgodnie z zaleceniami szwedzkiej normy SS137244 (metoda Boraas) [9] przedstawiono w talicy 4. i oraz na rys. 4.

Tablica 4. Wyniki badania mrozoodporności betonów metodą Boraas (cykliczne zamrażanie i rozmrażanie w 3% roztworze NaCl)

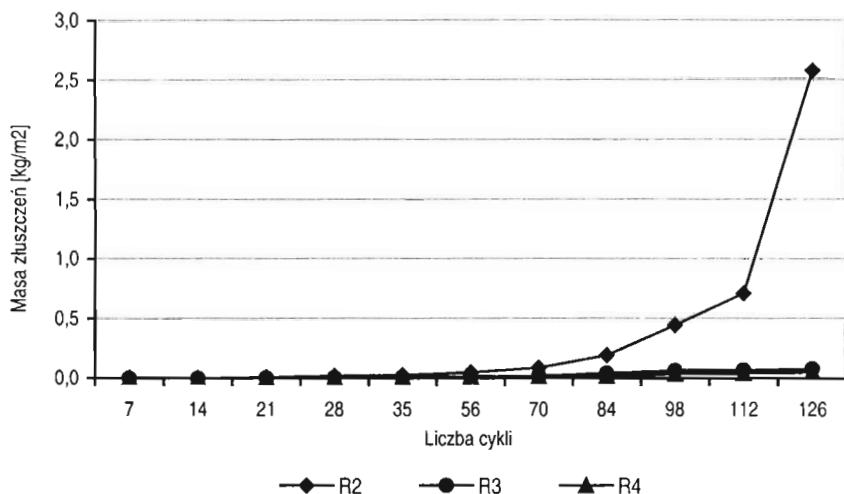
Rodzaj betonu	Masa złuszczeń po n cyklach, kg/m ²			Ocena jakościowa
	m_{28}	m_{56}	m_{112}	
R2	0,312	5,104	8,795	niedostateczna
R3	0,046	0,065	1,059	bardzo dobra
R4	0,048	0,076	0,207	bardzo dobra



Rys. 4. Wyniki badania ubytku masy próbek betonowych poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w 3% roztworze NaCl

Beton, o składzie R3, którego stos okruszowy był projektowany na najmniejszą jamistość, oraz beton o składzie R4, o najdrobniejszym stosie okruszowym (15% frakcji 8-16), zgodnie z normą SS 137244, charakteryzuje się bardzo dobrą mrozoodpornością (masa złuszczeń po 56 cyklach jest mniejsza od $0,10 \text{ kg/m}^2$). Natomiast beton o recepturze R2 (o najgrubszym uziarnieniu – 55% frakcji 8-16) nie spełnia wymagań normowych dotyczących mrozoodporności (tablicy 4), ponieważ średnia złuszczeń po 56 cyklach jest większa niż $1,0 \text{ kg/m}^2$, stosunek m_{56}/m_{28} jest większy niż 2 oraz średnia złuszczeń po 112 cyklach jest większa od $1,0 \text{ kg/m}^2$.

Dodatkowo przeprowadzono badania analogiczne do badania mrozoodporności metodą Boraas, ale próbki betonowe poddawano cyklom zamrażania i rozmrażania w wodzie a nie w roztworze NaCl. Wyniki badania odporności betonów na powierzchniowe złuszczenia betonów zamrażanych w wodzie przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Wyniki badania ubytku masy próbek betonowych poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w wodzie

Z porównania wyników badania masy złuszczeń próbek poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w 3% roztworze NaCl i w wodzie (rys. 4 i 5) wynika, że w obu przypadkach beton o składzie R2 okazał się betonem o najmniej odpornej na działanie mrozu.

Wyniki badania mrozoodporności betonów o zróżnicowanym stosie okruszowym poddano jakościowej analizie statystycznej. Do określenia istotności wpływu wieku betonu (czynnik A) oraz stosu okruszowego (czynnik B) na mrozoodporność zastosowano dwuczynnikową analizę wariancji wyników badania [12]. Oddzielnie analizowano wyniki badania mrozoodporności w obecności roztworu soli i wody. Jednolitość rzędu wariancji poszczególnych prób sprawdzono za pomocą kryterium Cochrańa [12]. Stwierdzono, że wariancje prób są jednorodne, a rezultaty badania odtwarzalne. Wyniki analizy wariancji przedstawiono w tablicach 5 i 6.

Tablica 5. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników A i B na masę złuszczeń betonów poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w 3% roztworze NaCl

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obl}	F_{tab}	η [%]
Czynnik A	176,10	4	44,03	47,92	2,69	19,25
Czynnik B	416,74	2	208,37	226,80	3,32	45,57
A i B	294,19	8	36,77	40,03	2,27	32,17
Błąd pomiaru	27,56	30	0,92	-	-	3,01

Tablicy 6. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników A i B na masę złuszczeń betonów poddawanych cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w wodzie

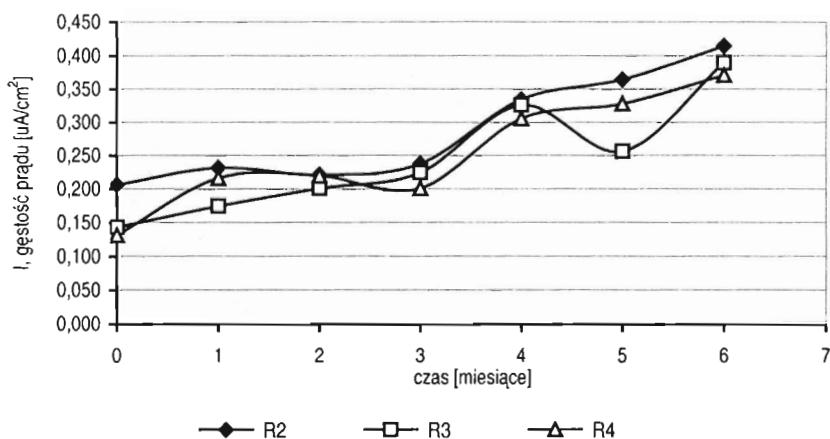
Źródło zmienności	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obl}	F_{tab}	η [%]
Czynnik A	0,48	4	0,119	161,67	2,69	33,45
Czynnik B	0,31	2	0,155	210,88	3,32	21,81
A i B	0,62	8	0,077	104,47	2,27	43,20
Błąd pomiaru	0,02	30	0,001	-	-	1,78

Sprawdzenia hipotezy istotności wpływu badanych czynników (wieku betonu oraz stosu okruszowego) dokonano zgodnie z testem Fishera. Dodatkowo oszacowano, w procentach, wpływ η poszczególnych czynników na wielkość wynikową. Porównanie kryteriów Fishera – obliczeniowych F_{obl} i tablicowych F_{tab} pozwoliło ustalić, że badane czynniki mają wpływ na mrozoodporność betonów, zarówno przy zamrażaniu w wodzie jak i w roztworze NaCl, a stos okruszowy (czynnik B) jest bardzo istotnym czynnikiem (wpływ ponad 45%) kształtującym mrozoodporność betonu.

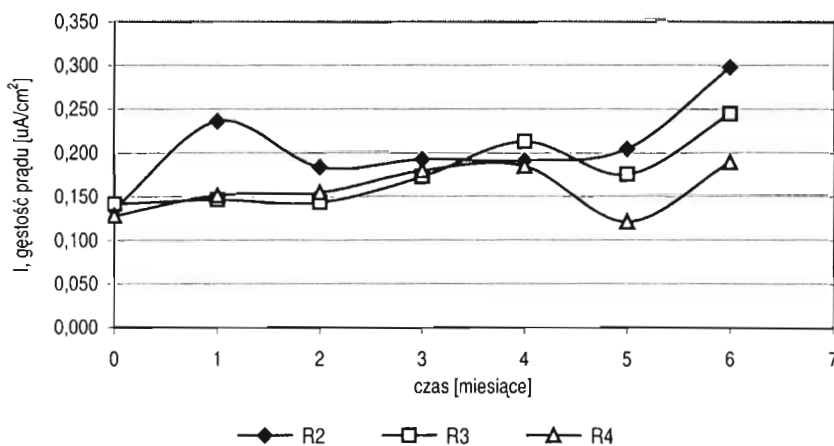
2.3. Właściwości ochronne w stosunku do stali zbrojeniowej

Metoda „charakterystyk napięciowych” umożliwia monitorowanie szybkości korozji zbrojenia w czasie. Rysunki 6 i 7 przedstawiają zmiany wartości prądu korozyjnego i w czasie t . W okresie 6 miesięcy ekspozycji w zmiennych warunkach termicznych i wilgotnościowych, wahania gęstości prądu korozyjnego, świadczące o inicjacji procesów korozyjnych, obserwowano dla wszystkich badanych betonów.

Wartość gęstości prądu korozyjnego narastała: stale – gdy próbki zamrażano w obecności roztworu soli odladzających; nieznacznie – gdy próbki nawilżano bez zamrażania. Największe wartości gęstości prądu rejestrowano dla betonów serii R2, niezależnie od warunków eksploatacji próbek. Próbkę tej serii, poddawane zamrażaniu, uległy znacznemu uszkodzeniu już po 3÷4 miesiącach ekspozycji. Korozja wkładek przebiegała szybciej w betonie poddawany cyklicznemu zamrażaniu i rozmrażaniu w środowisku soli odladzających niż w środowisku samego nawilżania i suszenia w środowisku solnym.



Rys. 6. Wyniki monitorowania szybkości korozji elektrod stalowych (próbek cyklicznie zamrażanych i rozmrażanych)



Rys. 7. Wyniki monitorowania szybkości korozji elektrod stalowych (próbek cyklicznie suszonych i nawilżanych)

Do określenia istotności wpływu warunków eksploatacji (próbki w środowisku działania roztworu soli z mrozem i bez mrozu – czynnik A), czasu eksploatacji (czynnik B) i stosu okruszowego (czynnik C) na tle rozrzutu gęstości prądu korozyjnego, w poszczególnych próbach, zastosowano trójczynnиковą analizę wariancji wyników badania.

Tablica 7. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników A, B i C na szybkość korozji stali zbrojeniowej

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obl}	F_{tab}	η [%]
Czynnik A	0,443	1	0,443	139,57	3,84	19,97
Czynnik B	0,701	6	0,117	36,82	2,09	31,60
A i B	1,199	6	0,033	10,47	2,09	8,96
Czynnik C	0,102	2	0,051	16,14	2,99	4,60
A i C	0,008	2	0,004	1,24	2,99	0,36
B i C	0,048	12	0,004	1,26	1,75	2,16
A, B i C	0,052	12	0,004	1,37	1,75	2,34
Błąd pomiaru	0,666	210	0,003	-	-	30,01

Porównanie kryteriów Fishera – obliczeniowych i tablicowych pozwoliło ustalić, że badane czynniki A, B i C mają istotny wpływ na szybkość korozji stali zbrojeniowej. Także wspólne oddziaływanie warunków eksploatacji i czasu eksploatacji wpływa na badaną właściwość. Jedynie łączny wpływ warunków eksploatacji i stosu okruszowego czy czas ekspozycji i uziarnienie kruszywa oraz warunki eksploatacji, czas eksploatacji i stos okruszowy jest statystycznie nieistotny. Z analizy procentu wpływu η badanych czynników (tablica 7.) wynika, że dominujący wpływ na szybkość korozji stali zbrojeniowej ma czas ekspozycji (31,60%) jak również warunki eksploatacji (19,97%); mniejszy, ale również wyraźny wpływ ma stos okruszowy (4,60%).

Podsumowanie

Przeprowadzone badania potwierdziły konieczność uwzględniania warunków eksploatacji konstrukcji przy projektowaniu przeznaczonego do jej wykonania betonu.

Badane betony charakteryzowały się tą samą klasą wytrzymałości. Jednakże osiągnięcie wymaganej wytrzymałości na ściskanie betonu nie gwarantuje trwałości konstrukcji betonowych i żelbetonowych w warunkach cyklicznego oddziaływania mrozu i roztworu soli odladzającej.

Optymalizując skład kruszywa w mieszance betonowej można uzyskać zmniejszenie zużycia cementu (nawet do 30%), ale zmniejszenie zawartości spoiwa może znacznie ograniczyć odporność betonu na wpływy środowiska.

Analiza statystyczna potwierdziła, że stos okruszowy, jak również niewielkie jego zmiany to istotny czynnik kształtujący właściwości fizyczne materiału.

Literatura

1. PN-EN 206-1 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
2. Czarnecki L. i in.: Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz. Polski Cement, Kraków, 2004.
3. Neville A. M.: Właściwości Betonu. Polski Cement. Kraków, 2000.
4. Pigeon M., Marchand J., Pleau R.: Frost resistant concrete. Cement and Concrete Research 1998, Vol. 28, No. 9, pp. 1281-1287.
5. Kurdowski W., Małolepszy J.: Wpływ rodzaju cementu na trwałość betonu. Cement Wapno Beton Nr 5/99, str. 162-168.
6. Cai H., Liu X.: Freeze-thaw durability of concrete: ice formation process in pores. Cement and Concrete Research 1998, Vol. 28, No. 9, pp. 1281-1287.
7. Palecki S., Setzer M. J.: Durability of High Performance Concrete under Frost Attack. 6th International Symposium on Utilisation of High Strength/ High Performance Concrete, Leipzig, June 2002. Vol. 2, pp.1235-1246.
8. PN-88/B-06250 Beton zwykły.
9. Swedish Standard SS 137244 Test Method for Concrete – Hardened Concrete – Frost Scaling.
10. Rusin Z.: Technologia betonów mrozoodpornych. Polski Cement, Kraków, 2002.
11. Terebka P.: Wpływ warunków eksploatacji na wybrane cechy betonów cementowych. Praca magisterska, Politechnika Białostocka, Białystok, 2004.
12. S. Brandt: Analiza danych. PWN, Warszawa, 1999.

Influence of aggregate grain-size distribution on concrete properties determining structures durability

Summary: The proper composition of aggregate in concrete may affect the improvement of concrete properties, which determine structures durability. The paper presents experimental results of technical properties of concrete made with cement CEM I 32,5 R using different aggregate compositions. The following concrete properties were tested: compressive strength, water absorption, porosity and freeze resistance (by two methods). Besides, the rate of reinforcement steel corrosion in concrete was monitored using galvanostatic method. The statistical analysis of tests results were carried out.

Key words: concrete, aggregate, grain-size distribution of aggregate, structures durability

Artykuł zrealizowano w ramach pracy badawczej własnej W/IIB/6/05 oraz W/IIB/6/03.

Ireneusz Ligocki

Badanie podatnych połączeń słupa z fundamentem w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych stanowiska i elementów próbnych

Streszczenie: W opracowaniu zamieszczono informacje dotyczące technicznych aspektów badań 66 podatnych połączeń słupa z fundamentem zrealizowanych w Politechnice Białostockiej. Scharakteryzowano elementy próbne, sposób ich montażu oraz rozwiązania stanowiska badawczego umożliwiające poprawne przygotowanie i przeprowadzenie testów.

Słowa kluczowe: połączenie słupa z fundamentem, eksperyment, rozwiązania techniczne

Wstęp

W praktyce inżynierskiej dla uproszczenia obliczeń, jak również z braku dostępnych formuł do oceny zachowania się połączeń słupa z fundamentem i braku wystarczającej bazy danych eksperymentalnych do identyfikacji poprawności tych rozwiązań – węzły te klasyfikuje się zazwyczaj według dwóch podstawowych modeli: połączenia przegubowego i sztywnego. Stosowane rozwiązania odpowiadają zwykle przypadkom pośrednim, a tylko niektóre z nich są co najwyżej zbliżone do połączenia quasi-przegubowego lub sztywnego. To skłania badaczy do prowadzenia studiów teoretycznych i badań eksperymentalnych, bowiem uwzględnienie, w obliczeniach konstrukcji, rzeczywistych charakterystyk połączeń umożliwia ekonomiczne projektowanie.

Taki stan rzeczy inspirował do przeprowadzenia omawianych badań. Analiza podatności połączenia krótkiego słupka z fundamentem, przy obciążeniu głowicy słupka układem narastających sił: pionowej i poziomej (rys. 1a), wymagała rozwiązania wielu problemów technicznych. Artykuł stanowi kontynuację opracowań [1-5], zamieszczonych w zeszytach naukowych Politechniki Białostockiej, dotyczących zagadnienia podatnych połączeń słupa z betonową podporą. Przedstawiono w nich analizę wybranego dorobku naukowego, odnoszącego się do tej tematyki [1-4], w zakresie niezbędnym do przygotowania i zaproponowania własnego programu badawczego oraz propozycję takiego programu [5]. Zawarto w niej założenia oraz koncepcję rozwiązań technicznych. W trakcie przygotowań do badań niektóre zaproponowane założenia i rozwiązania uległy modyfikacji – wprowadzono również nowe opcje. Poniżej przedstawiono rozwiązania zrealizowane ostatecznie w eksperymencie. Wykonane badania są uzupełnieniem obszernej, eksperymentalnej analizy ram – badanych jako przechyłowe – jaką wcześniej wykonano w Politechnice Białostockiej [6, 7]. W omawianych badaniach połączeń wykorzystano zbudowane w trakcie przygotowań do badań ram systemy: automatycznego zadawania obciążeń konstrukcji „Hysdosok” [8], zachowania grawitacyjnego charakteru przykładanych pionowych obciążeń (w trakcie narastającego przechyłu elementu) [9] oraz zmodernizowany układ rejestracji przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000”. Umożliwiło to pełną automatyzację procesu badawczego. Dokonano także dostosowania wybranych elementów i oprzyrządowania poprzedniego stanowiska. Wykorzystanie istniejącej bazy laboratoryjnej ograniczyło koszty realizacji eksperymentu oraz zbliżyło techniczne warunki wykonania tych badań do warunków przyjętych w testach ram. Było to istotne, bowiem badanie połączeń słupa z fundamentem przeprowadzono w celu wykorzystania wyników tego badania w analizie ram. Do ważniejszych zagadnień technicznych, które wymagały dodatkowego opracowania, należała konstrukcja trawersy głowicowej. Zastosowanie przy jej rozwiązaniu przegubowych łączników i niskotarciowego smaru umożliwiło zminimalizowanie oporów i „bezmomentowe” przekazanie na głowicę słupka przykładanych obciążeń oraz reakcji poprzecznego stężenia zabezpieczającego. Istotną propozycją było zastosowanie urządzenia pozwalającego jak najdokładniej zmierzyć obrót połączenia (w utrudnionych warunkach skali modelowej oraz przy koncentracji oprzyrządowania i czujników w obrębie złącza) na poziomie spoiny łączącej słup z blachą podstawy. Równie ważne było opracowanie technologii montażu słupka na fundamencie poza stanowiskiem badawczym, niezbędnej ze względu na krótkie cykle eksperymentalne i przeprowadzenie procesu badawczego. Przy projektowaniu systemów realizacji obciążenia [8, 9] oraz mechanizmów i wyposażenia stanowiska badawczego starano się odwzorować rzeczywiste wa-

runki pracy konstrukcji oraz (ze względu na dynamiczny przebieg ostatniego etapu eksperymentu) zapewnić bezpieczeństwo zastosowanym urządzeniom. Poniżej przedstawiono szczegółowy opis zastosowanych rozwiązań, aparatury i stanowiska badawczego z odniesieniem do poprzednich opracowań dotyczących skonstruowanych wcześniej, a wykorzystanych w omawianych badaniach, systemów i oprzyrządowania.

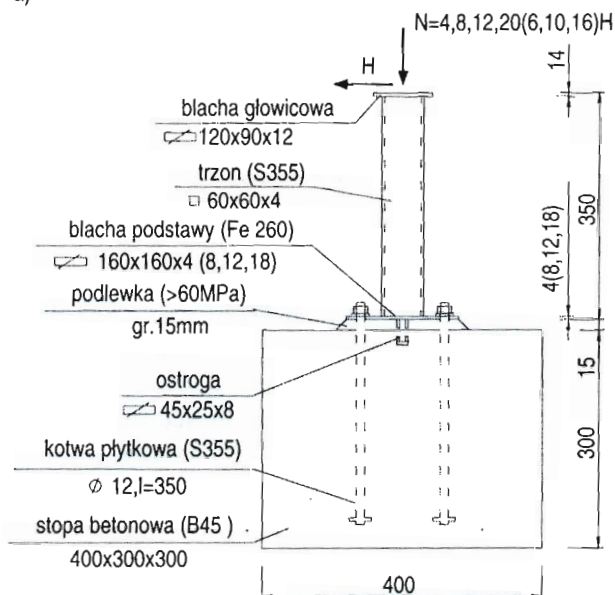
1. Zastosowane rozwiązania techniczne

1.1. Opis modeli

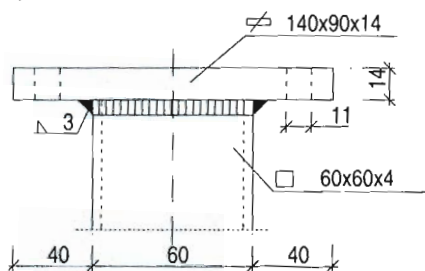
Do badań przygotowano 66 modeli krótkich słupków połączonych podatnie z fundamentami (rys. 1, 2). Elementy wykonano w skali 1:3, ponieważ miały wierne odzwierciedlać połączenia zastosowane w ramach badanych jako przechyłowe [6, 7], które wykonano również w skali 1:3 ze względu na możliwości techniczne laboratorium. Trzony słupów wykonano z rury kwadratowej 60 x 60 x 4. Zmienną podatność złącza kształtowano poprzez zmianę grubości blachy podstawy ($t = 4, 8, 12, 18$ mm) oraz zmianę liczby śrub kotwiących, ich rozmieszczenia oraz zmianę konstrukcji blach poziomych (rys. 3).

Przygotowano dwie serie elementów: z okrągłymi powiększonymi otworami na śruby w podstawach słupów (rys. 3a – układ U) i z wycięciami (rys. 3b – układ U'), ułatwiającymi montaż słupa na fundamencie. Przed zaleceniem stosowania wycięć na śruby w praktycznych rozwiązaniach należało wyjaśnić czy i jaki wpływ mają one na zachowanie się złącza. Górne końce słupów zakończono blachami czołowymi z otworami na śruby do mocowania trawersy przekazującej pionowe obciążenie N (rys. 1a, b). Zarówno blachę głowicową, jak i blachę podstawy przyspawano do rury słupa obwodową spoiną pachwinową grubości 3mm, po uprzednim dokładnym sfrezowaniu jej końców. Dla uniknięcia ewentualnego przekazania siły poziomej na trzpienie śrub, w wypadku zerwania połączenia między podlewką a blachą podstawy, do spodniej strony blach przyspawano ostrogi z lekko zukosowanego płaskownika, a w blokach betonowych wykonano dla nich odpowiednie otwory (rys. 1a, c). Rozwiązanie zastosowano w modelach IV⁽¹⁾ (rys. 3b). Przyjęty gatunek stali blach podstawy (Fe260) i trzonów słupów (S355) oraz ich długości (350 mm) zostały dobrane tak, aby ograniczyć ewentualność zniszczenia elementu w wyniku jednoczesnego ściskania i zginania słupka (przed zrealizowaniem się mechanizmu zniszczenia w połączeniu) do niezbędnych sytuacji i uzyskać jak naj-

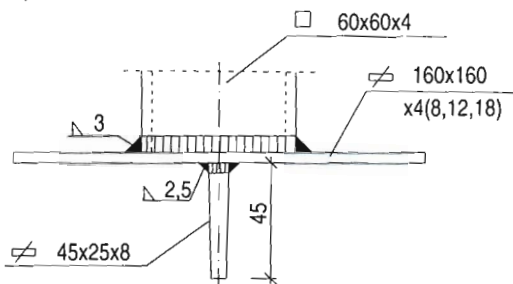
a)



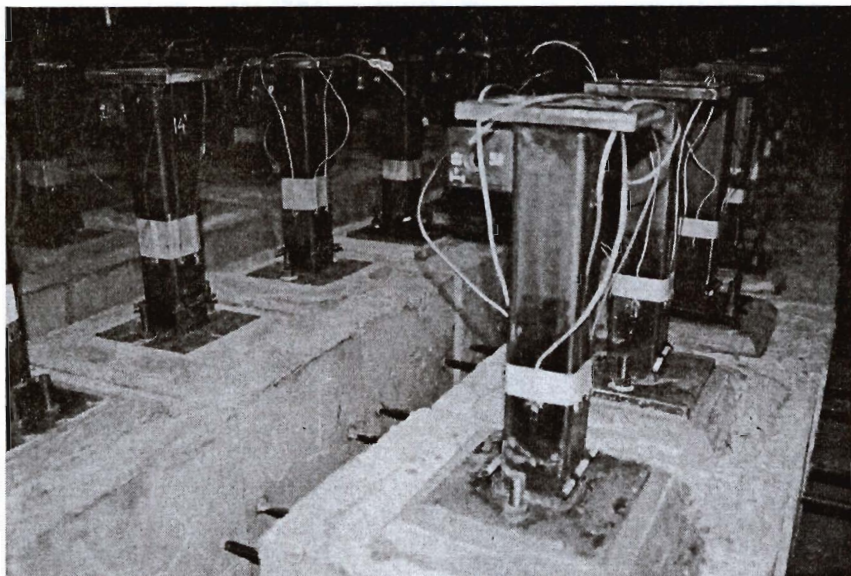
b)



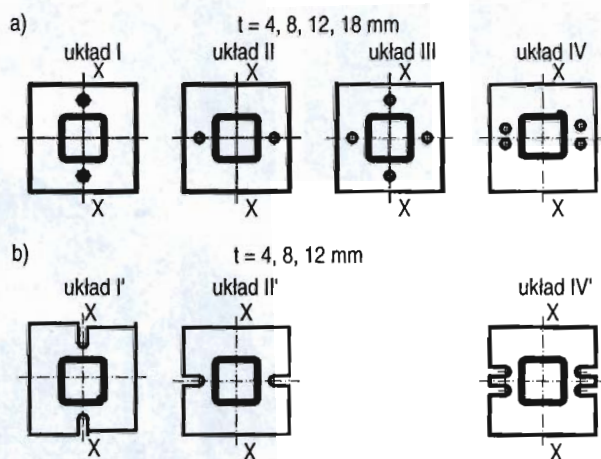
c)



Rys. 1. Konstrukcja modelu i układ obciążeń N, H

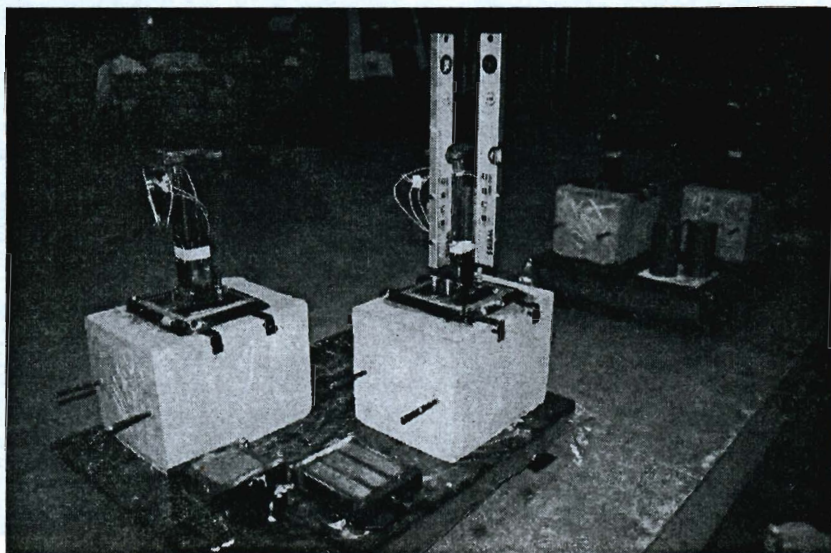


Rys. 2. Modele połączeń przygotowanych do badań

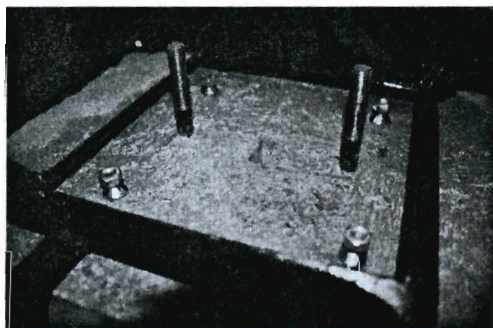


Rys. 3. a, b Blachy podstawy

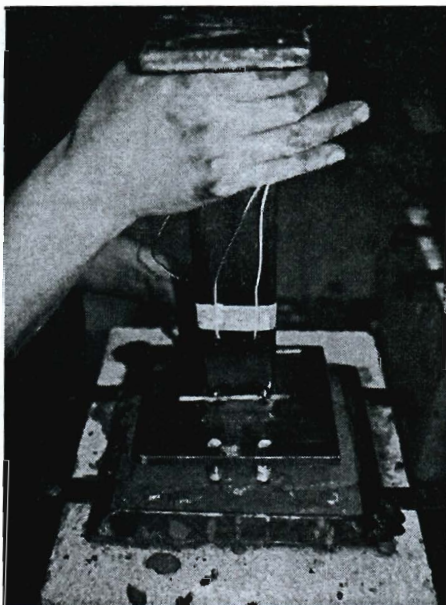
a)



b)



c)



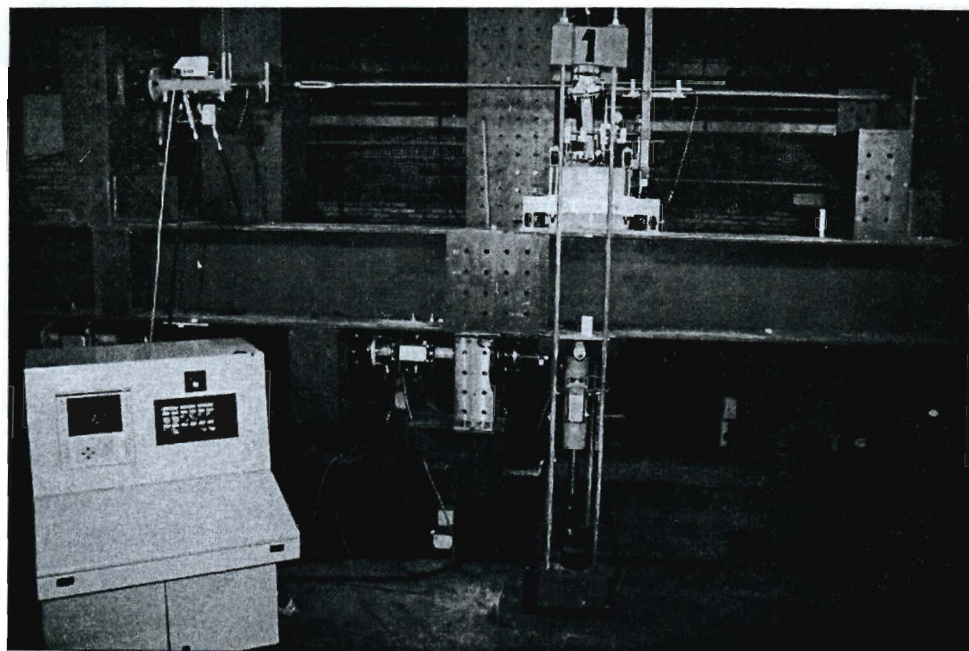
Rys. 4. Montaż słupków na fundamentach:

- a) ogólny widok stanowiska do montażu,
- b) regulowane podkładki i ramka podlewki mocowane na powierzchni fundamentu,
- c) osadzanie słupka na śrubach, podkładkach i podlewce poprzez wyciśnięcie zaprawy

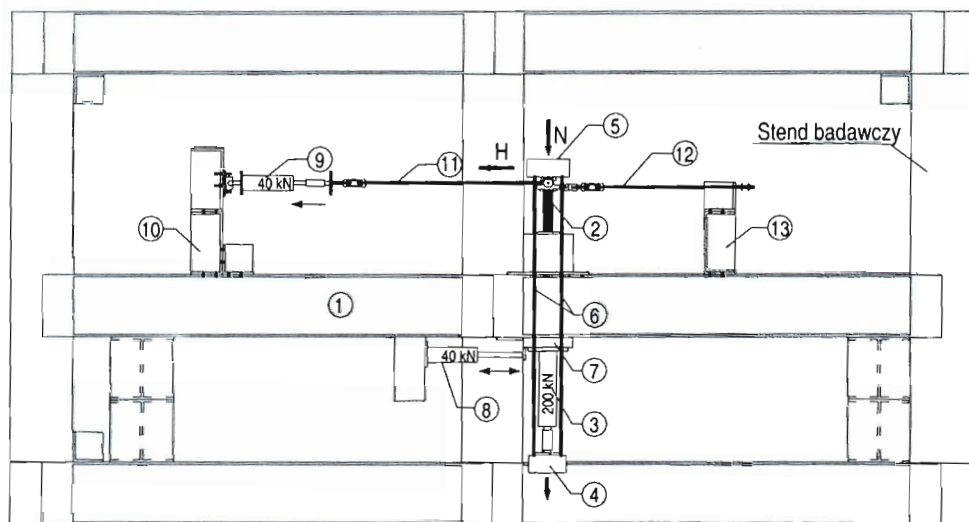
Stalowe elementy próbne mocowano do fundamentów o wymiarach 400 x 300 x 300 mm, wykonanych z betonu B45, dwiema lub czterema śrubami płytkowymi $\phi 12$ (rys. 1, 2, 3) ze stali S 355. W celu zwiększenia sztywności i nośności połączenia zastosowano pod nakrętami twarde, kwadratowe, pogrubione podkładki o wymiarach 25 x 25 x 4 mm. Przestrzeń pomiędzy stopą a fundamentem wypełniono podlewką gr. 15 mm z szybkotwardniejącej zaprawy Ceresit CX15 osiągającej po 24h wytrzymałość na ściskanie > 40 MPa (po 7 dniach > 60 MPa). Ze względu na liczbę elementów próbnych (66 szt.) i konieczność utrzymania sprawnego przebiegu procesu badawczego przy jednodniowych cyklach, słupki na podlewkach ustawiano przed rozpoczęciem zasadniczego eksperymentu poza stanowiskiem na wypoziomowanych stołach traserskich (rys. 4). Zastosowano metodę wyciskania podlewki zaproponowaną w badaniach ram [6, 7, 10]. Na podkładki dystansowe między fundamentem a blachą podstawy zastosowano śruby M12 z szerokim łbem, przyklejane do powierzchni betonu w obrębie naroży blach podstawy. Po zakończeniu 6 dniowego cyklu dojrzewania podlewki, nakrętki dokręcano równomiernie kluczem dynamometrycznym, momentem równym 50 kN – kontrolując pionowość trzonu. Badania przeprowadzono po uzyskaniu przez podlewki pełnej wytrzymałości.

1.2. Opis stanowiska badawczego oraz urządzeń pomiarowych

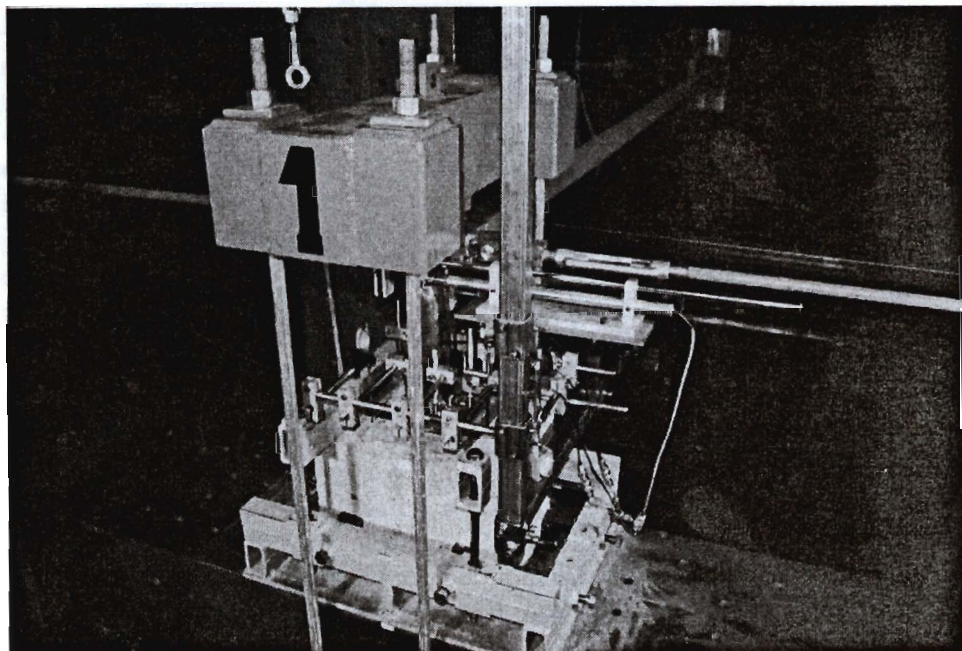
Badania przeprowadzano na specjalnie skonstruowanym w tym celu stanowisku (rys. 5, 6, 7). Jego elementy zamocowano do konstrukcji oporowej, tj. stalowej, przestrzennej ramy z wysuniętą na zewnątrz – podpartą wspornikowo – belką 1. Element próbny 2 ustawiono na sfrezowanej i dokładnie wypoziomowanej płycie urządzenia kotwiącego fundament do górnego pasa belki 1. Urządzenie to (rys. 5, 7) zabezpieczało betonowy blok przed przesuwem i obrotem. Zastosowanie poziomych śrub w belkach podstawy urządzenia (rys. 7) umożliwiło swobodną regulację ustawienia fundamentu.



Rys. 5. Ogólny widok stanowiska badawczego



Rys. 6. Schemat stanowiska badawczego



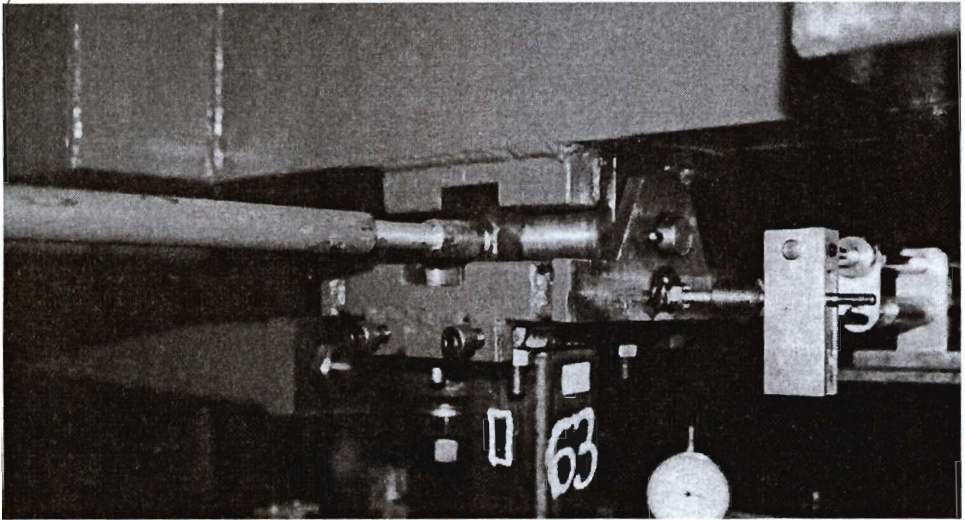
Rys. 7. Widok stanowiska w obrębie testowanego elementu

Element poddawano działaniu obciążeń: grawitacyjnego N i horyzontalnego H , przyłożonych do głowicy słupa. Do realizacji obciążenia wykorzystano zbudowany w Politechnice Białostockiej uniwersalny, komputerowo sterowany, system siłowy „Hysdozok” [8] oraz skonstruowany na jego bazie automatyczny układ przesuwu siłowników pionowych [9]. Obciążenie N realizowane przez siłownik 3 było przekazywane na głowicę słupa za pośrednictwem układu dwu trawers – dolnej 4 i górnej 5 oraz łączących je czterech pionowych cięgien 6. Trawersę górną połączono z blachą głowicową przegubowo (rys. 8), umożliwiając równomierne wyężenie cięgien, mimo obrotu głowicy podczas obciążania (rys. 9). W celu zachowania grawitacyjnego charakteru przykładanego obciążenia pionowego N , w trakcie narastającego przechyłu słupka, realizujący to obciążenie siłownik 3 zamocowano na ruchomej podporze 7, przesuwanej automatycznie przez poziomy siłownik 8. Wielkość tego przesuwu była równoważna poziomemu przemieszczeniu głowicy słupa, mierzonemu czujnikiem indukcyjnym (rys. 8a, 9) i przekazywanemu do siłownika 8 elektronicznie. Sposób połączenia rdzenia cewki tego czujnika z podstawą trawersy poprzez widelki nasunięte na kulkową końcówkę sworznia mocowanego do podstawy (opisany w [10]) zapewniał pomiar rzeczywi-

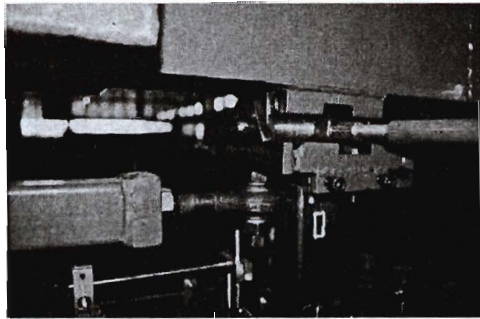
stej wartości poziomego przemieszczenia tego przekroju, pomimo jego jednoczesnego przesuwania się również w pionie, spowodowanego znacznym wychyleniem elementu (rys. 9). Poziomą siłę H , realizowaną poprzez siłownik 9 (zamocowany przegubowo do bloku oporowego 10), przykładano poprzez ciągną 11 do sworznia łączącego górną i dolną część trawersy 5 (rys. 6, 8, 9). W połączeniu zastosowano konstrukcję zapewniającą zarówno „bezmomentowe” przekazanie siły poziomej H (i pionowej N) na głowicę słupka, jak i względy bezpieczeństwa w trakcie eksperymentu oraz wymagania technologii montażu elementów próbnych na stanowisku. W tym celu ciągną 11 zakończono przegubową, oczkową końcówką. Nasunięto ją na sworznię trawersy, przechodzący przez dwie szerokie, dystansowe tuleje (przez które następowała transmisja obciążenia) i przez otwory obustronnych uchwytów głowicy i podstawy trawersy (rys. 8a). Umożliwiło to ich zespolenie z zachowaniem zasady przegubowej pracy – rys. 6, 8, 9. W celu zminimalizowania tarcia zastosowano dodatkowo smar. Dla uniknięcia przemieszczeń podstawy trawersy względem głowicowej blachy słupa (pomimo łączących je 4 śrub) wprowadzono obustronnie po 2 śruby blokujące ewentualny przesuw (rys. 8, 9). Przed ostatecznym zamocowaniem elementu próbnego, pionowość słupka była dodatkowo kontrolowana zespołem poziomicy, jak wyżej, a po zmontowaniu trawersy – metodą geodezyjną (teodolitem) – w trakcie regulacji zgodności osi jego trzonu z osią trawersy i osią poziomej platformy 7 siłownika pionowego 3. W celu zabezpieczenia elementu przed wyjściem z płaszczyzny obrotu (pomimo teoretycznej równowagi sił w 4 ciągnach pionowych) wprowadzono w płaszczyźnie doń prostopadłej poziome stężenie z rury kwadratowej 60 x 60 x 4 (rys. 7, 8) długości 4 m, połączone przegubowo z podstawą trawersy (rys. 8 b), a na przeciwnym końcu, również przegubowo z konstrukcją stendu.

Zniszczeniu stanowiska badawczego zapobiegała blokada mechaniczna w postaci ciągną 12 (rys. 5, 6, 7, 8). Jeden koniec ciągną zamocowano przegubowo do podstawy trawersy głowicowej 5 (rys. 6, 8c), drugi zaś przechodził swobodnie przez otwór w bloku oporowym 13. Swobodny koniec ciągną zakończono sprężystą końcówką, która dzięki regulowanemu położeniu włączała się do współpracy w ostatnim etapie zniszczenia węzła. Dynamiczny przebieg końcowej fazy badania modeli był efektem utrzymywania przez siłowniki systemu „Hysdzoek” wartości sił w momencie utraty nośności elementu.

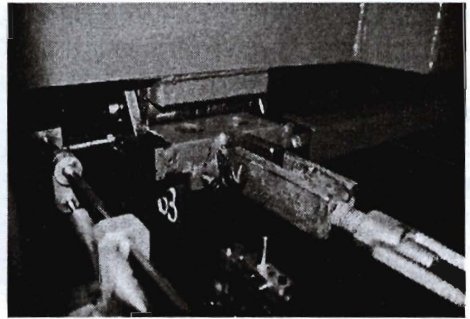
a)



b)



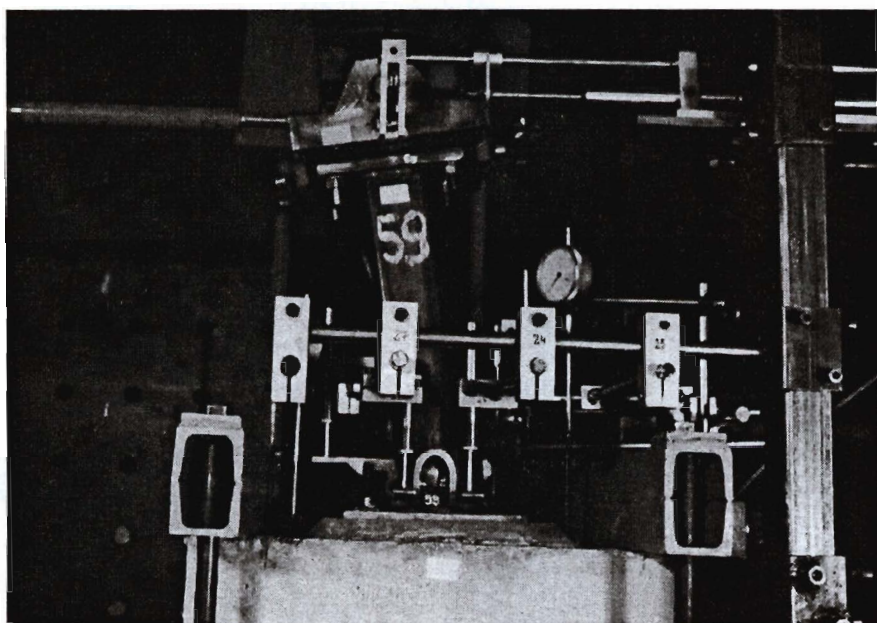
c)



Rys. 8. Połączenie przegubowej, górnej trawersy z głowicą słupka i elementami wyposażenia stanowiska. Widok od strony: a) czujnika indukcyjnego i cięgna siły poziomej, b) cięgna siły i stężenia poprzecznego, c) czujnika i blokady mechanicznej

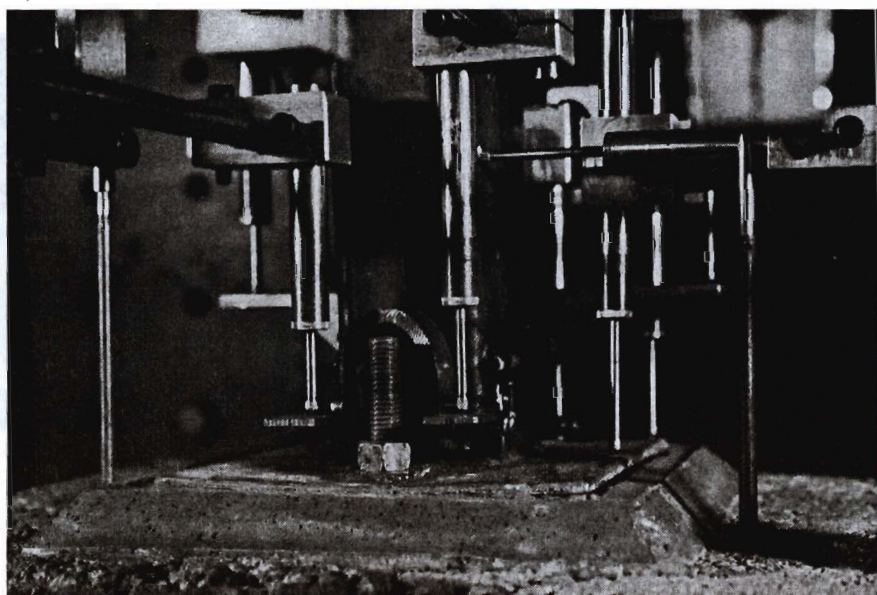
Pomiaru kątów obrotu połączenia i fundamentu, przemieszczeń przekrojów słupa i charakterystycznych przekrojów blachy podstawy oraz przemieszczeń wyciąganych śrub dokonano 10 czujnikami indukcyjnymi i 2 czujnikami zegarowymi (rys. 9, 10a, b, c). Kąt obrotu połączenia szacowano na podstawie względnych przemieszczeń punktów o znanym rozstawie, prowadząc pomiary na dwu poziomach – bezpośrednio ponad blachą podstawy (czujniki „1”, „2”) i 40 mm powyżej spodu tej blachy (czujniki „3”, „4”). W pierwszym wypadku zastosowano urządze-

nie zaciskowe (rys. 9, 10), składające się z dwóch poziomych płaskowników (każdy w kształcie litery L) obejmujących trzon rury słupa na poziomie spoiny, spiętych z jednej strony sprężystym ceowym elementem ze śrubą zaciskową, a z drugiej ściągiem śrubowym. Wewnętrzne krawędzie tych płaskowników oparte na spoinie – zukosowano, a element ceowy, podobnie jak ściągi śrubowy, zdystansowano względem ścianek rury słupa ze względu na ewentualne deformacje tych ścianek. Do płaskowników, po obu stronach ceowego zacisku zamocowano wsporniki, na których opierano rdzenie cewek „1”, „2” (w płaszczyznach ścianek rury) mierzących pionowe przemieszczenia spoin o znanym rozstawie. Urządzenie zostało skonstruowane tak, aby można je było montować i demontować niezależnie od układu i liczby wystających trzpieni śrub. W drugim przypadku przetworniki „3”, „4” oparto na wspornikach wyprofilowanego kątownego elementu (rys. 9, 10), zamocowanego na bocznej ścianie rury słupa (przez przekładkę dystansową) na dwóch poziomych gwintowanych prętach przyspawanych do ścianek czołowych rury. Ewentualny obrót fundamentu – spowodowany podatnością urządzenia kotwiącego, miażdżeniem chropowatej struktury powierzchni betonu pod belką jego rozciąganej obejmy oraz (w kilku przypadkach) zastosowaniem podkładek pod fundamentem w części dociskanej – był szacowany na podstawie wskazań 2 czujników zegarowych „5”, „6”, ustawionych poza obrysem podlewki na powierzchni betonu (rys. 9, 10a, b). Aby ocenić zachowanie się trzonu słupa dokonano pomiaru poziomego przemieszczenia przekroju rury na wysokości 120 mm, licząc od spodu blachy podstawy – czujnik „7” (rys. 10a, b) i przemieszczenia głowicy – czujnik „8” (rys. 9, 10b). Dla oszacowania wartości i przebiegu zmian naprężeń w wybranym przekroju słupa, na ścianach rury w pobliżu połączenia (na poziomie 80 mm powyżej spodu blachy podstawy) rozmieszczono po 5 tensometrów (po 2 na ścianach czołowych i jeden w osi ścianki bocznej) – rys. 10d, 11.

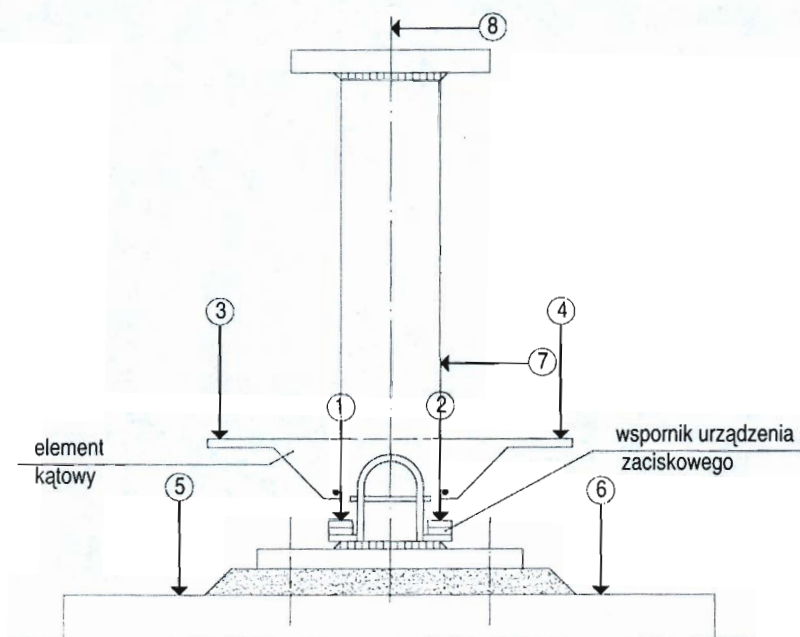


Rys. 9. Element próbny na stanowisku badawczym

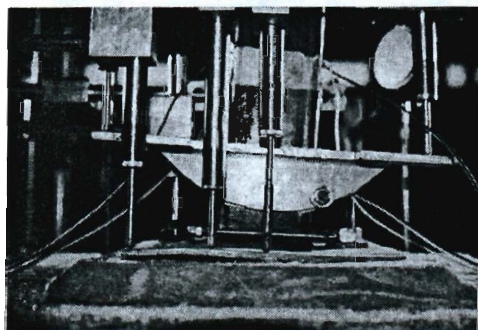
a)



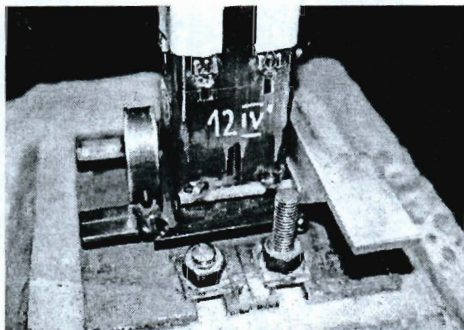
b)



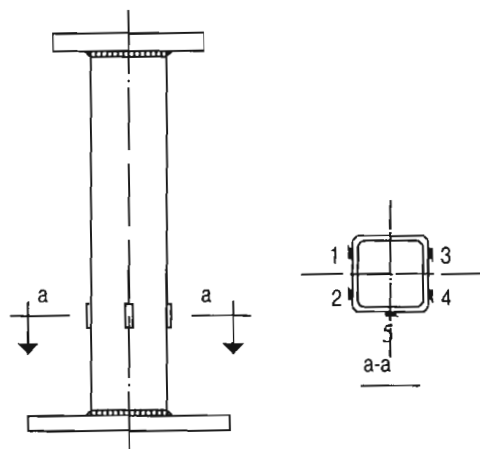
c)



d)



Rys. 10. a, b, c) Rozmieszczenie czujników indukcyjnych w obrębie połączenia – widok i schemat rozmieszczenia od czoła (a, b) oraz widok od tyłu (c, d) oprzyrządowanie do oparcia rdzeni czujników (urządzenie zaciskowe i element kątowy)



Rys. 11. Rozmieszczenie tensometrów

Zapisu indukcyjnych i tensometrycznych pomiarów dokonano za pośrednictwem systemu rejestracji przemieszczeń i naprężeń „Vishey 4000” w możliwie krótkich 10 sekundowych odstępach.

Podsumowanie

Wykorzystanie w testach połączeń stanowiska badawczego przygotowanego do badania ram ograniczyło koszty eksperymentu i zbliżyło techniczne warunki wykonania obu badań. Bardzo liczna populacja 66 modeli umożliwiła dokładną analizę zachowania się połączenia w funkcji jego zmiennej konstrukcji i zmiennego stosunku wyężenia zginającego M do osiowego N . Zastosowanie komputerowo sterowanych systemów obciążania i rejestracji wyników pozwoliło w pełni zautomatyzować przebieg eksperymentu. Przyjęta technika montażu elementów poza stanowiskiem zapewniła sprawne przeprowadzenie badań. Zaproponowane rozwiązania zapewniły zachowanie grawitacyjnego charakteru przykładanego obciążenia pionowego, minimalizację oporów podczas przechyłu elementu (w trakcie przekazywania obciążeń i współdziałania poziomego stężenia poprzecznego) oraz na dokładny pomiar kąta obrotu i pomiar przemieszczeń w utrudnionych warunkach skali modelowej i koncentracji oprzyrządowania w obrębie węzła. Rozwiązania, ze względu na dynamiczny przebieg ostatniej fazy eksperymentu oraz wielokrotny demontaż i montaż konstrukcji, starano się projektować uwzględniając warunki bezpieczeństwa zarówno zastosowanych urządzeń jak i prowadzących badania.

Literatura

- [1] Bródka J., Ligocki I.: *Nośność połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem – tło eksperymentalne i teoretyczne*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 18/1998.
- [2] Ligocki I., Dziatkowski T.: *Przegląd programów i metod badawczych dotyczących zachowania się stalowego słupa i jego połączenia z fundamentem*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 21/2001.
- [3] Ligocki I.: *Nośność podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003.
- [4] Ligocki I.: *Sztywność podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003.
- [5] Ligocki I., Dziatkowski T.: *Badanie podatnego połączenia słupa z fundamentem – założenia programu eksperymentalnego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 21/2001.
- [6] Ligocki I.: *Wpływ podatności połączenia słupa z fundamentem na pracę konstrukcji w badaniach ram przechyłowych*. Konstrukcje Stalowe 5(63), X 2003. (VIII Konferencja Naukowa Olsztyn-Łańsk X 2003)
- [7] Ligocki I.: *Badania eksperymentalne zachowania się ram przechyłowych i ich podatnych połączeń z fundamentem i słupa z rygłem*. Referat z okazji 75-lecia urodzin Prof. zw. dr inż. Jana Bródki. Zebranie Sekcji Konstrukcji Metalowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Politechnika Warszawska, 14 X 2004.
- [8] Ligocki I.: *"Hysdozok" – zautomatyzowany system do zadawania obciążeń w badaniach konstrukcji*. Konstrukcje Stalowe 3(55), IV/2002.
- [9] Ligocki I.: *Technika obciążania – w badaniach ram przechyłowych – z wykorzystaniem automatycznego systemu przesuwu siłowników*. Konstrukcje Stalowe 6(64), X 2003.
- [10] Ligocki I.: *Techniki eksperymentalne zastosowane w badaniach : ram przechyłowych oraz podatnych połączeń słupa z fundamentem*. Materiały konferencyjne pt.: „Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich” pod redakcją M.Kamińskiego, A.Kmity, A.Łodo, J.Michałka, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, (Konferencja naukowa) Wrocław, 06.2004.

THE RESEARCHES OF THE FLEXIBLE COLUMN – TO – FOUNDATION CONNECTIONS IN ASPECT OF TECHNICAL SOLUTIONS APPLIED

Summary: The experimental researches of 66 flexible column – to – foundation connections are carried out at Białystok Technical University. The information which were concerned of the technical aspects of these researches were placed at this paper. The testing models, their directions for assembling and solutions of the testing stand which made possible the correctness of preparing and realization of the tests were characterized.

Keywords: column – to – foundation connection, experiment, technical solution

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

Ireneusz Ligocki

Istota, przebieg i analiza wybranych wyników badań eksperymentalnych nad podatnymi połączeniami słupa z fundamentem

Streszczenie: W opracowaniu omówiono zwięźle i zinterpretowano graficznie zachowanie się podatnego połączenia słupa z fundamentem w kontekście różnych ścieżek obciążenia siłą osiową i momentem zginającym. Przedstawiono zrealizowany program badawczy. Opisano przebieg eksperymentu. Omówiono i wyjaśniono zachowanie się badanych połączeń w funkcji: ich zmiennej konstrukcji oraz zmieniającej się relacji między wartościami przykładanych sił – pionowej i poziomej. Zamieszczono fotografie wybranych, typowych form zniszczenia węzłów oraz niektóre ścieżki równowagi statycznej. Artykuł jest kontynuacją opracowania [1].

Słowa kluczowe: połączenie słupa z fundamentem, przebieg eksperymentu, wybrane wyniki

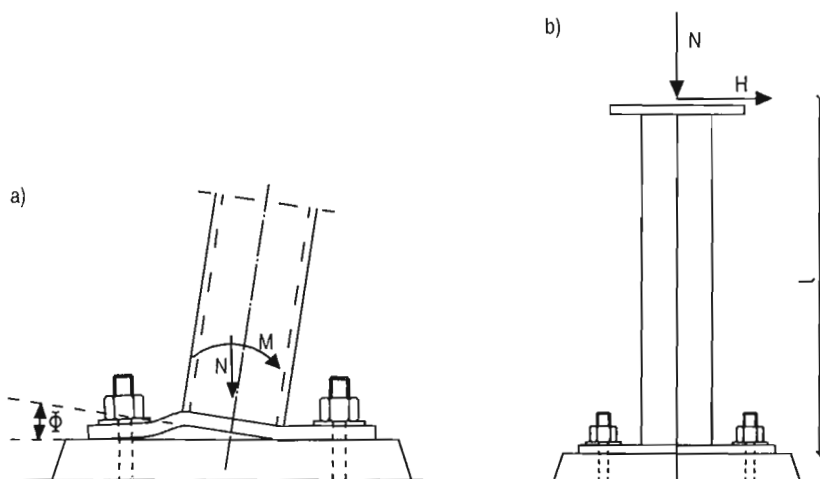
Wstęp

Do tej pory przeprowadzono około 200 prób laboratoryjnych połączeń stalowych słupów z fundamentem. Wybrane omówiono w pracach [2÷4]. Mając na uwadze: współdziałanie w połączeniu wielu elementów (stalowej płyty podstawy, podlewki, kotew, ostrogi, ewentualnych usztywnień, dolnej części trzonu słupa wykonanego z różnych kształtowników), różne rozmieszczenie i różną liczbę śrub kotwiących, zmienny kształt otworów na śruby, różne parametry geometryczne elementów połączenia, współpracę materiałów o odmiennych cechach mechanicznych (stali i betonu), a także różne sposoby obciążania – trzeba przyznać, że bada-

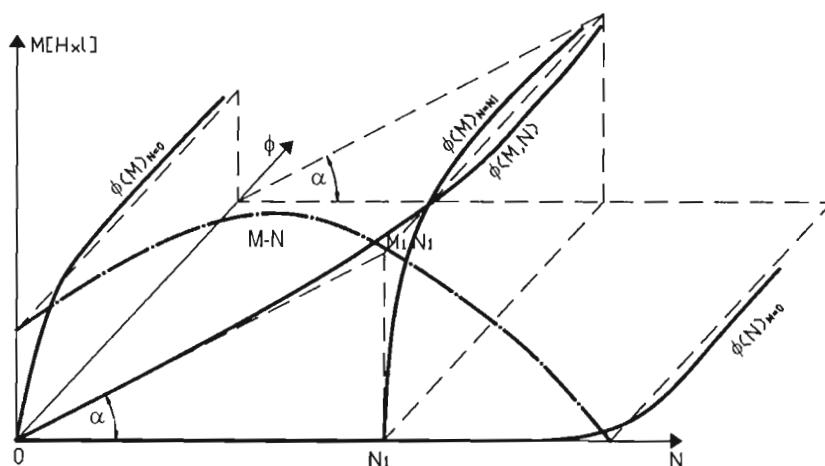
nia te, w porównaniu z liczbą badań węzłów słupowo-ryglowych, stanowią skromny zbiór wyników. Większość zrealizowanych eksperymentów była wykonana w celu uzyskania charakterystyki obrotowej węzła w funkcji obciążeń siłą osiową i momentem (lub tylko momentem) z zastosowaniem tzw. krótkich słupów – zwykle dla jednej, wybranej ścieżki obciążenia. Rzadziej badano całe słupy (zwykle przy zastosowaniu skali modelowej), gdzie poza uzyskaniem informacji na temat wytężenia połączenia, analizowano zachowanie się słupa w funkcji podatności węzła. Wstępne założenia zrealizowanego programu eksperymentalnego przedstawiono w opracowaniu [5]. W trakcie przygotowań do badań, niektóre z przyjętych założeń ulegały modyfikacji. Niezbędną analizę teoretyczną, umożliwiającą prognozowanie zachowania się połączeń pod obciążeniem, w tym określenie maksymalnych nośności koniecznych do opracowania programu obciążeń, przeprowadzono na podstawie zalecenia EC3 [6] i materiałów [7÷10] w pozycjach [11, 12], zamieszczając przykład dla wybranej konfiguracji złącza.

1. Cel badań

W trakcie przebiegu eksperymentu, połączenie podczas obciążania go siłą osiową N i momentem zginającym M (rys. 1a) doznaje obrotu o kąt Φ . W przeprowadzonym eksperymencie moment zginający M był realizowany poprzez siłę poziomą H , przyłożoną do głowicy słupka (rys. 1b). Graficzną interpretacją zachowania się węzła jest ścieżka równowagi statycznej ($\dot{S}RS$) – $\Phi(M, N)$. Na rys. 2 pokazano przykładowe $\dot{S}RS - \Phi(M, N)$, opisujące połączenie poddane czterem różnym kombinacjom obciążeń siłą N i momentem M : przy $N = 0$ i wzrastającym M , przy proporcjonalnie narastającym N i M , przy wprowadzonej i ustabilizowanej wartości $N = N_1$ i następnie wzrastającej M oraz przy $M = 0$ i wzrastającej wartości N . W ostatniej kombinacji (przy $M = 0$), powstający w ostatniej fazie przyrostu siły N , obrót Φ związany jest z założeniem o niewielkich wykonawczych wychyleniach trzonu słupa względem osi pionowej, powodujących efekt ściskania ze zginaniem.



Rys. 1.a) Obrót połączenia poddanego działaniu siły osiowej N i momentu zginającego M , b) schemat statyczny modelu



Rys. 2. Charakterystyki pracy $\Phi(M, N)$ węzła i krzywa interakcji $M-N$

Realizacja kolejnych eksperymentów według innych przyjętych ścieżek obciążeń N , M pozwoliłaby uzyskać $\Phi(M, N)$, które łącznie stworzyłyby konstrukcję zakrzywionej powierzchni w układzie $M - N - \Phi$. Powierzchnia ta stanowiłaby charakterystykę zachowania się węzła o określonych parametrach geometrycznych i cechach materiałowych. W ostatnim etapie obciążania węzeł traci nośność, ulegając zniszczeniu w wyniku deformacji i wyczerpania nośności blachy

podstawy oraz śrub kotwiących w strefie rozciąganej, poprzez miażdżenie podlewki w części ściskanej, bądź poprzez utratę nośności trzonu słupa w obrębie blachy podstawy. W wielu sytuacjach efekty te występują równocześnie. Graniczną, teoretyczną równowagę węzła z rys. 1 w układzie wewnętrznych sił N , M opisuje przykładowa krzywa interakcji $M - N$ (rys. 2). Krzywe $\Phi(M, N)$, będące elementami zakrzywionej powierzchni, i krzywą $M - N$ można uzyskać zarówno na podstawie badań eksperymentalnych, jak i przez analizę teoretyczną. Eksperymentalne potwierdzenie poprawności analitycznej zależności opisującej powierzchnię $\Phi(M, N)$ wymaga wykonania przynajmniej kilku testów modeli z zastosowaniem różnych ścieżek realizacji M , N . Zagadnienie to opisywano m.in. w opracowaniu [5] dotyczącym koncepcji programu, przyjmując założenie realizacji obciążenia z wstępnie wprowadzonymi i ustabilizowanymi siłami $N=N_{1(2)}$ i następnie narastającym momentem M . Ostatecznie w przeprowadzonych badaniach przyjęto proporcjonalny przyrost obciążenia pionowego i poziomego. Uzyskane w ten sposób krzywe $\Phi(M, N)$, charakteryzujące wyężenie połączenia w trójwymiarowym układzie współrzędnych $\Phi - M - N$ (rys. 2), zawierają się w płaszczyznach przechodzących przez prostą $0 - \Phi$, nachylonych w stosunku do płaszczyzny $\Phi - 0 - N$ pod kątem $\alpha < 90^\circ$. Kąt nachylenia α zależny jest od wartości przyjętego stosunku siły pionowej N do poziomej H . Stosunek ten oznaczono jako $N : H = k$. Badania przeprowadzono na czterech „n” elementowych seriach A, B, C, D, przyjmując dla każdej z nich inny stosunek k (rys. 3). Na rys. 3 przez $U^{(1)}$ oznaczono przyjęte układy połączeń (różniące się liczbą i rozmieszczeniem śrub kotwiących oraz kształtem otworów na śruby), a przez „t” grubość blach podstawy w [mm].

U		I					II					III					IV				
		$k=4 \ 6 \ 8 \ 10 \ 12 \ 16 \ 20$					$k=4 \ 6 \ 8 \ 10 \ 12 \ 16 \ 20$					$k=4 \ 6 \ 8 \ 10 \ 12 \ 16 \ 20$					$k=4 \ 6 \ 8 \ 10 \ 12 \ 16 \ 20$				
t [mm]	4	A B C D					A B C					A B					A B C D				
	8	A B C					A B • C					A • B •					A B C •				
	12	A C D					A B C D					A B D					A B C D				
	18	A B D					A C D														
U'		I'					II'										IV'				

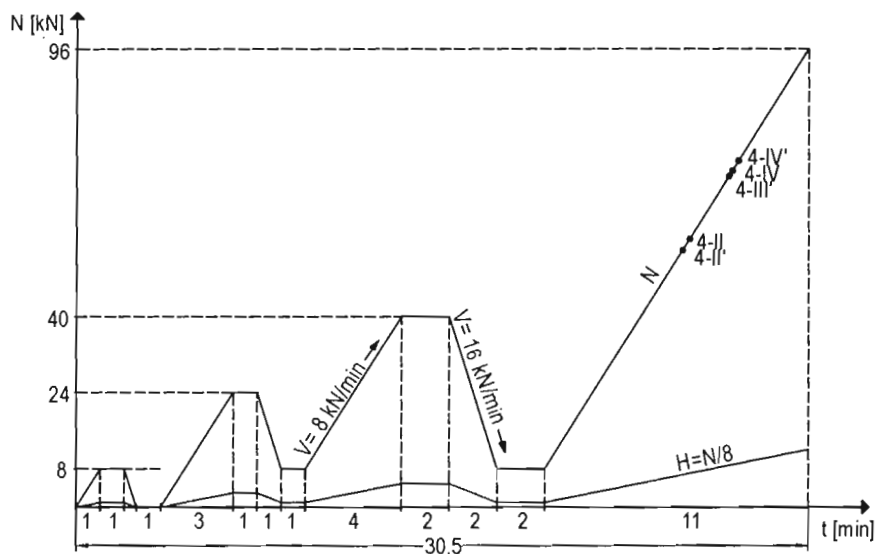
Rys. 3. Program badań

Wykonano również kilka 1 – 2 elementowych testów dla pośrednich wartości k oznaczonych na rys. 3 jako „•”.

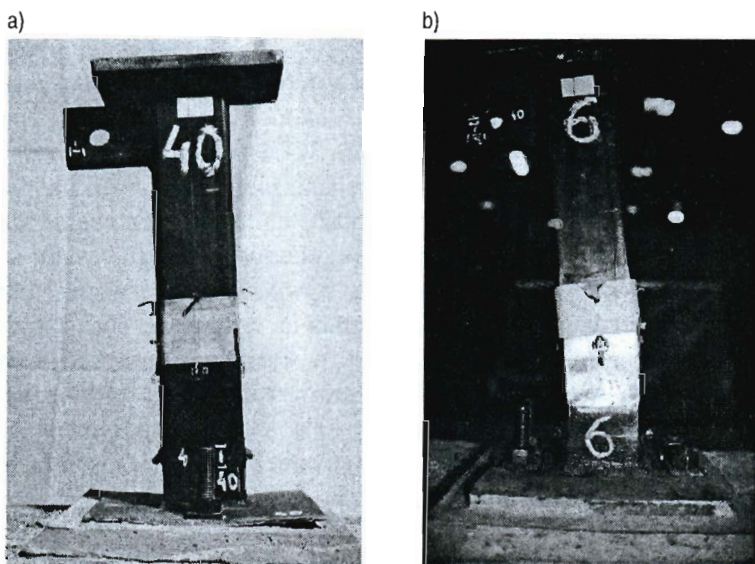
2. Przebieg badania i analiza wybranych wyników

Proces obciążania węzłów prowadzony był automatycznie według programów obciążeń wprowadzanych do komputera przemysłowego systemu siłowego „Hys-dozok”. Niezbędne do ich sporządzenia wstępne prognozowane wartości maksymalnych obciążeń uzyskano w wyniku analizy modeli zniszczenia przyjętych połączeń wykonanej na podstawie między innymi, informacji zawartych w pozycjach [6 ÷ 10]. W celu ograniczenia liczby programów wyodrębniono – w ramach badanej serii – grupy połączeń o zbliżonych nośnościach, stosując do nich wspólną ścieżkę przyrostu obciążenia. Przykładowy program obciążeń dla pięciu węzłów przy $k = 8$ przedstawiono na rys. 4. Obciążenie realizowano metodą kolejnych kroków (przyrost – pauza – odciążenie – pauza ...). Dla nadania obciążeniom charakteru quasi-statycznego utrzymywano powolne tempo ich wzrostu. W zależności od prognozowanych wartości obciążeń niszczących przyjmowano (w przypadku siły N) prędkość przyrostu V w granicach od 3 do 15 kN/min. W celu wyeliminowania luzów i upewnienia się co do prawidłowości funkcjonowania przetworników przemieszczeń i tensometrów wprowadzano wstępne obciążenie na poziomie około 10% przewidywanej maksymalnej wartości. Zakończenie badania następowało poprzez wyłączenie układu siłowego przyciskiem STOP w chwili utraty nośności przez słupek, przy jednoczesnym włączeniu się mechanicznej blokady opisanej w [1].

Badania dostarczyły obszernych informacji na temat zachowania się analizowanych węzłów. Na rys. 5 pokazano dwie, charakterystyczne, skrajne postacie zniszczenia węzłów, które nastąpiło bądź to w wyniku „poderwania” blachy podstawy w części rozciąganej i jej uplastycznienia w obrębie śrub i trzonu słupa (rys. 5a – eksperyment 4/4-I), bądź wskutek wyczerpania nośności przekroju ściskanego i zginanego w wyniku lokalnej utraty stateczności plastycznej ścianek przekroju i uplastycznienia jego krawędzi (rys. 5b – eksperyment 20/12-IV). Wprowadzone symbole oznaczają kolejno: stosunek „ k ” / grubość blachy podstawy „ t ” w [mm] – przyjęty układ $U^{(i)}$ wg rys. 3.



Rys. 4. Program obciążania dla węzłów: 4 – II^(*), 4 – III, 4 – IV^(*) przy $k = 8$ (* maksymalna siła N uzyskana w badaniach)

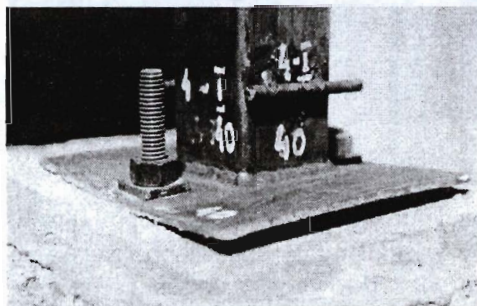


Rys. 5. Charakterystyczne, skrajne formy zniszczenia węzłów: a) w wyniku poderwania blachy podstawy i jej uplastycznienia w obrębie śrub i trzonu słupa, b) poprzez wyczerpanie nośności przekroju ściskanego i zginanego w wyniku lokalnej utraty stateczności ścianek rury

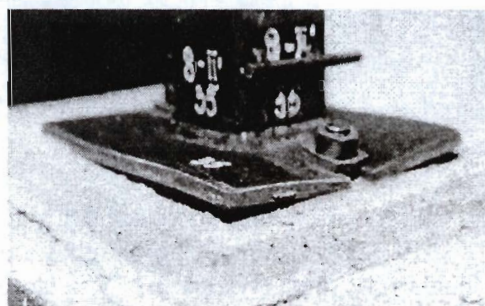
Rola pozostałych elementów węzła w procesie utraty jego nośności: śrub i podlewki w pierwszym przypadku (eksperyment 4/4 – I) oraz blachy i podlewki w drugim przypadku (eksperyment 20/12 – IV') była niewielka. Na rys. 6 a ÷ h przedstawiono wybrane, charakterystyczne postacie zniszczenia modeli, które, poza przedstawionymi już skrajnymi przypadkami (a, h), obejmują formy, jakim towarzyszyło zerwanie śrub, ścięcie gwintu, różne kształty deformacji blachy podstawy i różny stopień zaawansowania odkształcenia rury słupa, przechodzący w pełną utratę stateczności jego ścianek. Niektóre z nich występowały jednocześnie. Postacie zniszczenia połączenia zależały zarówno od przyjętej w połączeniu grubości blachy podstawy, liczby i układu śrub, jak i od relacji między przyłożonymi siłami N i H (współczynnika k).

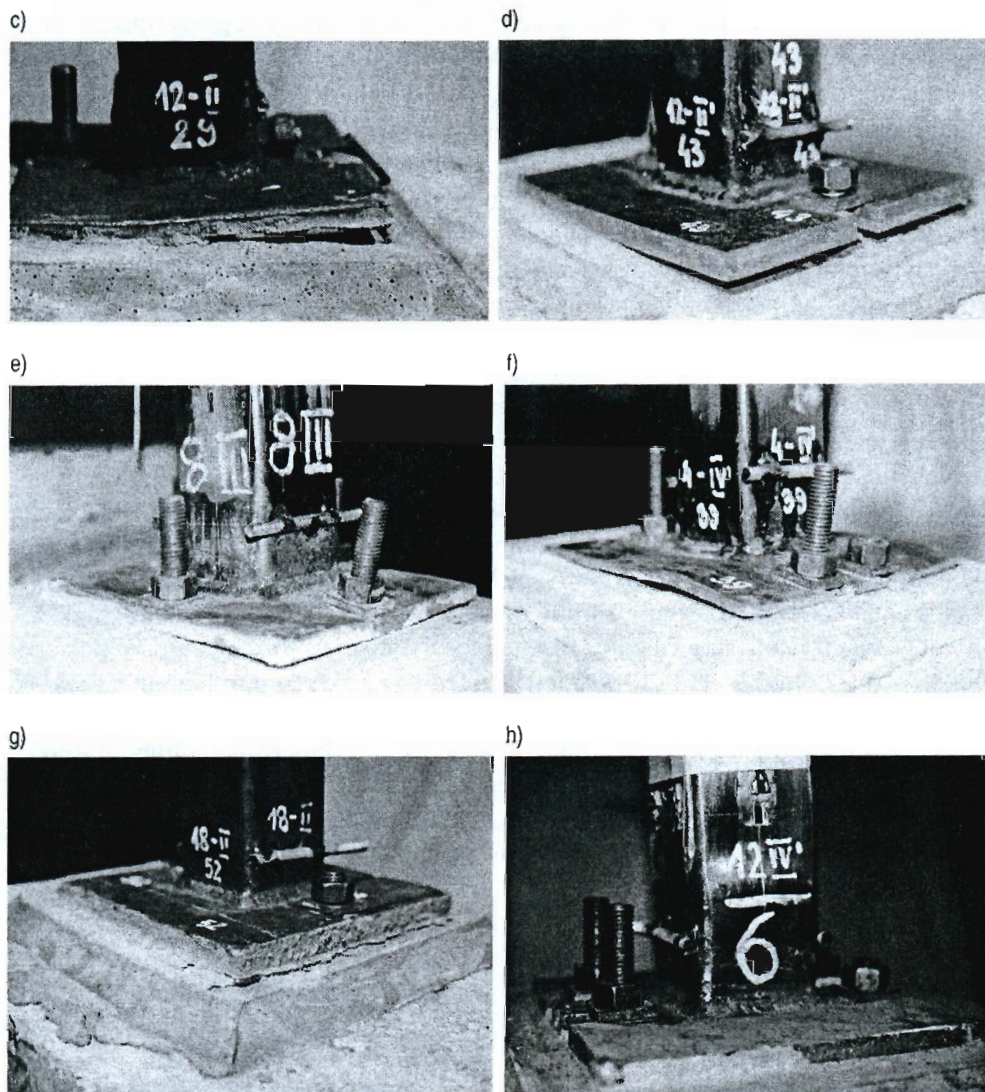
Przy dużej roli momentu zginającego ($k = 4$ oraz $k = 6$) i przy cieńszych blachach ($t = 4$ i 8 mm) – mechanizm zniszczenia złącza realizował się w obrębie rozciąganej części blachy podstawy i w śrubach kotwiących przy zachowaniu nośności podlewki (rys. 6 a, b, e, f). Śruby w wyniku podważania przez blachę (tzw. efektu dźwigni) ulegały nierównomiernemu rozciąganiu i wyginaniu względem osi pionowej. Przy grubszych blachach ($t = 12$ mm), w układach II⁽¹⁾, III (rys. 3) zanikał efekt dźwigni, a śruby poddawane większemu i równomierniejszemu obciążaniu przez sztywniejącą blachę ulegały silnemu rozciąganiu. W połączeniu 12 – II (grubość blachy „t” w [mm] – układ U wg rys. 3) pokazanym na rys. 6c – przy jednej śrubie w strefie rozciągania – nastąpiła utrata nośności i zerwanie śruby. Połączenie uległo zniszczeniu w rezultacie jednoczesnej utraty nośności zakotwienia i zrealizowania się mechanizmu w blasze podstawy. W bliźniaczym połączeniu 12 – II⁽¹⁾ (rys. 6d) forma zniszczenia i przebieg krzywej $\Phi(M, N)$ były podobne, z tym że utrata nośności śruby nastąpiła w efekcie jednoczesnego jej rozciągnięcia i ścięcia gwintu.

a)



b)

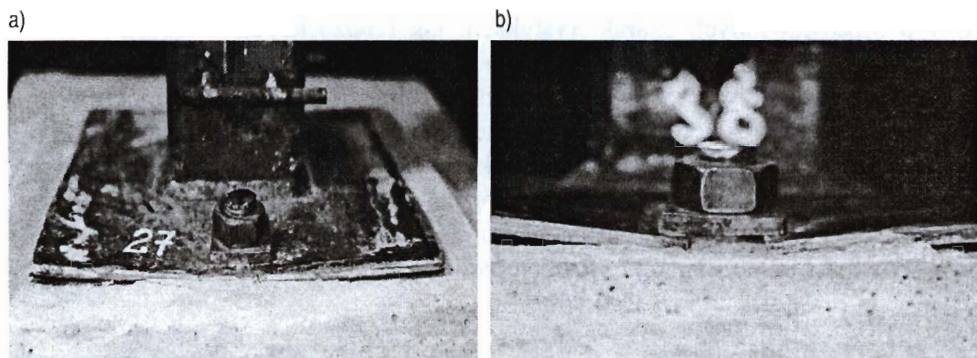




Rys. 6. Różne formy zniszczenia węzłów

Przy rozwiązaniach o konstrukcji zbliżonej do połączenia półsztywnego (18 – II, 12 – IV) zniszczenie węzła następowało w wyniku utraty stateczności ściskanej ścianki rury słupa (rys. 6g, h). W połączeniu 18 – II towarzyszyło temu jednocześnie, niewielkie wydłużenie rozciąganej śruby. W połączeniu 12 – IV (przy dwóch

śrubach rozciąganych) nie zauważono tego efektu. W grupie połączeń o konstrukcji zbliżonej do quasi-przegubu i połączenia podatnego z wycięciami na śruby w blachach podstawy (połączenia 4, 8, 12 – I i 4, 8 – II) zaobserwowano niewielki spadek (3 – 13%) sztywności i nośności tych połączeń w stosunku do sztywności i nośności odpowiednich złączy z otworami okrągłymi, będący następstwem zastosowania tych wycięć. Na rys. 7 można dostrzec różnice między przebiegiem deformacji blachy podstawy w obrębie podkładki w badaniu 4/4 – II i 4/4 – II' (stosunek „k”/grubość blachy „t” – układ „U”).

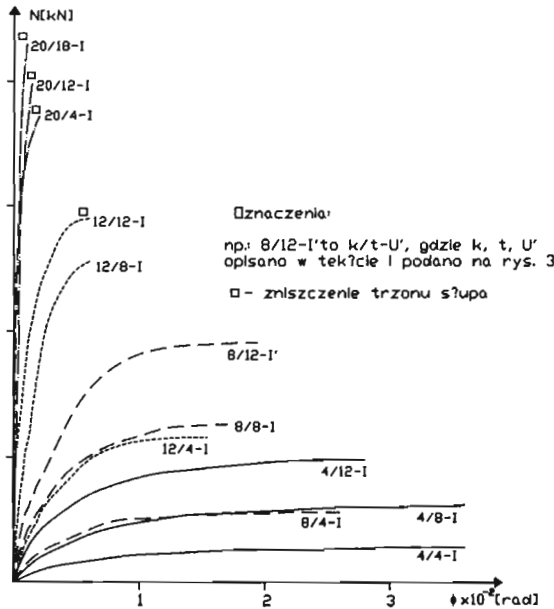


Rys. 7. Porównanie deformacji blachy podstawy w obrębie podkładki w badaniach: 4/4-II i 4/4-II'

W pierwszym przypadku odkształcony brzeg blachy w pobliżu podkładki przyjmuje łukowaty kształt z tendencją do prostowania przebiegu na krótkim odcinku bezpośredniego docisku podkładki, co sugeruje powstanie dwóch krótkich załomów wzdłuż jej obu widocznych krawędzi, bądź jednego w osi śruby. W drugim przypadku swobodne krawędzie blachy w wycięciu pod podkładką ulegają obrotowi i wgnieceniu w podlewkę w wyniku czego brzegi obu płatów blachy podstawy zachowują prostoliniowy charakter, a w blasze nie występują załomy jak wyżej. W wyniku tego rozproszona energia w realizującym się mechanizmie zniszczenia układu II', a zatem i nośność tego połączenia jest nieco mniejsza. Efekt ten zanikał w pozostałych rozwiązaniach przy $k = 4$ i nie występował przy większych wartościach k . Wraz ze wzrostem roli siły osiowej w obciążeniu ($k = 8, 12$) każde z przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych z rys. 3 stosownie do wzrostu k – uzyskiwało większą sztywność i nośność opisaną krzywą $\Phi(M, N)$ w układzie $M - N - \Phi$. Przy stałej wartości k , sztywność i nośność połączenia narastały wraz ze wzrostem grubości blachy podstawy ($t = 4, 8, 12, 18$) oraz stosownie do zmieniającego się układu śrub w kolejności od I do IV.

Na rys. 8 pokazano, w dwuwymiarowym ujęciu $\Phi(N)$, po 3 wybrane krzywe $\Phi(M, N)$ z 4 eksperymentalnych serii A, B, C, D. (z których każdą zrealizowano przy innym k). Krzywe te, w przestrzennym ujęciu $M - N - \Phi$ z rys. 2, ułożone są w czterech różnych płaszczyznach, nachylonych pod kątem α_{1-4} względem płaszczyzny $M - 0 - N$.

Zaprezentowano ŚRS połączeń z układem śrub $I^{(1)}$ o różnych grubościach t blachy podstawy w obrębie każdej grupy. Zależności uwzględniają kąt obrotu Φ poziomego przekroju słupa, mierzony na wysokości spoiny łączącej trzon słupa z jego podstawą [1]. Kąt ten utożsamiono z obrotem połączenia. W wypadku węzłów o przedstawionych charakterystykach, jak i pozostałych – ich zniszczenie następowało bądź to w wyniku wyczerpania nośności połączenia (blachy lub śruby), bądź poprzez wyczerpanie nośności przekroju ściskanego i zginanego w wyniku lokalnej utraty stateczności plastycznej ścianek rury i uplastycznienia jej krawędzi lub poprzez nałożenie się tych efektów. Zniszczenie trzonu słupa jako deformacja decydująca o utracie nośności węzła – zapoczątkowane przy $k = 4$, przy pólśztywnych połączeniach 18-II i 12-IV, rozszerzała się wraz ze wzrostem wartości k (rys. 8) na połączenia o konstrukcji bardziej podatnej.



Rys. 8. Ścieżki równowagi statycznej modeli połączeń słupa z fundamentem – wyniki zastrzeżone

W elementach obciążonych dużą siłą osiową ($k = 16, 20$) utrata stateczności plastycznej ściskanej ścianki słupa i uplastycznienia krawędzi stawała się charakterystyczną formą zniszczenia węzłów. Przy $k = 20$ efekt ten występował nawet przy cienkich blachach ($t = 4, 8\text{ mm}$) w połączeniach 4 – I, 4 – IV, 8 – IV. Był to wynik zastosowania podlewki o wysokiej wytrzymałości. Pomimo dużych miejscowych naprężeń pod cienką płytą podstawy, obciążaną silnie ściskaną ścianką rury słupa (w przeciwległej ściance rury występowało również ściskanie, a niewielkie naprężenia rozciągające pojawiły się w ostatniej fazie eksperymentu) – podlewki odkształcały się sprężysto, nie ulegając rozkruszeniu, a ich nośność okazała się wystarczająca, aby przenieść przekazywane na nie przez blachę obciążenia. Kształtująca się w ostatniej fazie badania strefa rozciągana z niewielkimi naprężeniami nie miała wpływu na nośność węzła. Ostatecznie jego nośność była uwarunkowana nośnością trzonu słupa. Przy $k = 20$ zaobserwowano to we wszystkich zbadanych 11 modelach. W związku z powyższym uzyskiwane w badaniach charakterystyki M-N- Φ węzłów (przy $k = 20$), pomimo różnych rozwiązań konstrukcyjnych połączeń z rys. 3, były zbliżone (rys.8). Zauważono jednak niewielki spadek sztywności i nośności połączenia – szczególnie w ostatnim etapie obciążenia – odpowiednio do zmniejszającej się grubości blachy podstawy. W węzłach z cienkimi blachami minimalne odkształcenia: ściskanej miejscowo podlewki z jednej strony połączenia i wchodzącej we wstępną fazę rozciągania blachy z drugiej strony połączenia, powodowały zwiększenie niewielkiego obrotu złącza, a w następstwie mimośrodowo siły N. W efekcie powodowało to zwiększenie momentu zginającego – a co za tym idzie, szybsze zniszczenie trzonu słupa. Ze względu na zaledwie zapoczątkowaną strefę rozciągania (przy $k=20$) nie zaobserwowano wpływu liczby i układu śrub na zachowanie się węzła. Należy zauważyć, że przy tradycyjnej podlewce, przy tak dużej sile w słupie, węzły ulegałyby zniszczeniu w wyniku utraty przez nią nośności i w następstwie ukształtowania się mechanizmu zniszczenia łączącego strefę ściskaną i rozciąganą (szczególnie przy $t = 4, 8\text{ mm}$) – osiągając przez to znacznie mniejsze sztywności i nośności.

W przebiegu eksperymentu można wyróżnić 2 etapy. W pierwszym następował powolny przyrost wychylenia słupka, którego wielkość zależała była zarówno od konstrukcji połączenia, jak i od relacji między wartościami sił N i H (współczynnika k). Przy rozwiązaniach połączeń o konstrukcji zbliżonej do quasi-przegubu i połączenia podatnego i dużej roli momentu zginającego ($k = 4, 6, 8$) głowica słupka doznawała znacznego przemieszczenia poziomego połączonego z obrotem o wartości zbliżonej do obrotu złącza. Wraz ze zmianą konstrukcji połączenia w kierunku rozwiązań półsztywnych, malał obrót złącza, a w następstwie przemieszczenie i obrót głowicy słupka, których wartość w coraz to większym

stopniu uzależniona była od sprężysto plastycznych odkształceń zginanego i ściskanego trzonu. Wraz ze wzrostem udziału siły N ($k = 12, 16, 20$) malał obrót połączenia, a wraz z nim wychylenie słupa. W drugim etapie następowało narastające w szybkim tempie zniszczenie węzła – nieco wolniejsze w przypadku elementów tracących nośność w wyniku obrotu połączenia, a gwałtowne – przy utracie stateczności ścianek słupka. Było to szczególnie dynamiczne przy niewielkich wychyleniach trzonu, charakterystycznych dla $k = 20$. Ten szybki proces zniszczenia był spowodowany utrzymywaniem przez układ siłowy „Hysdozok”, chwilowych, zaprogramowanych wartości sił w chwili utraty nośności przez testowany element. Zniszczeniu stanowiska badawczego zapobiegała opisana w pozycji [1] blokada mechaniczna.

Podsumowanie

Przeprowadzone badania poszerzają dotychczasową wiedzę na temat: zachowania się podatnych połączeń słupa z fundamentem przy zastosowaniu podlewki wysokiej wytrzymałości i przy zasadzie proporcjonalnego przyrostu przykładanych obciążeń (siły osiowej i momentu zginającego) oraz wpływu na to zachowanie zastosowanych w blachach podstawy wycięć na śruby – ułatwiających montaż słupa na fundamencie. Liczebność testowanego zbioru modeli pozwoliła na szczegółową, eksperymentalną analizę zagadnienia zarówno w obrębie płynnie kształtowanej podatności połączeń, zmiennego kształtu otworów na śruby, jak i różnych relacji między przykładanymi siłami N i H . Zamieszczone informacje przedstawiają wybiórczo zrealizowany program eksperymentalny, jego istotę i rezultaty. Uzyskany obszerny zbiór wyników i poczynione obserwacje stanowią podstawę prowadzonych rozważań nad teoretycznym sformułowaniem podatności analizowanych węzłów.

Literatura

- [1] Ligocki I.: *Badanie podatnych połączeń słupa z fundamentem w aspekcie zastosowanych rozwiązań technicznych stanowiska i elementów próbných*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 26/2005.
- [2] Bródka J., Kozłowski A.: *Szytywność i nośność węzłów podatnych*. Monografia, Białystok – Rzeszów, 1996.

- [3] Bródka J., Ligocki I.: *Nośność połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem – tło eksperymentalne i teoretyczne*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 18/1998.
- [4] Ligocki I., Dziatkowski T.: *Przegląd programów i metod badawczych dotyczących zachowania się stalowego słupa i jego połączenia z fundamentem*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 21/2001.
- [5] Ligocki I., Dziatkowski T.: *Badanie podatnego połączenia słupa z fundamentem – założenia programu eksperymentalnego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 21/2001.
- [6] Eurokod 3- *Projektowanie Konstrukcji Stalowych*. PN-ENV 1993-1-1/AK.
- [7] Wald F.: *Column bases*. České vysoké učení technické, Praha, 1995.
- [8] Guisse S., Vandegans D., Jaspert J.P.: *Application of the component method to column bases-experimentation and development of mechanical model for characterisation*. Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l' Industrie des Fabrications Metalliques. Bruxelles, (Steel Construction Department, MT 195), December 1996.
- [9] Jaspert J.P.: *Recent Advances in the Field of Steel Joints Column Bases and Further Configurations for Beam – to – Column Joints and Beam Splices*. Universite De Liege, Faculte Des Sciences Appliquees, 1996/7.
- [10] Bródka J., Cwalina W.: *Szytywność i nośność ram stężonych o węzłach podatnych*. Monografia, Politechnika Białostocka, 1998.
- [11] Ligocki I.: *Nośność podatnego połączenia stalowej stopy słupa z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003
- [12] Ligocki I.: *Szytywność podatnego połączenia stalowej stopy z fundamentem według metody składnikowej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, 24/2003.

The essence the course and the analisies of the selected results of the experimental researches of the flexible column – to – foundation conections

Summary: The article is the continuation of the paper [1]. The essence of the completed the researches of the flexible column - to – foundation connections and short information which concerns the course of experiment and the comprehensive analyses of the chosen results were presented in this paper. The result which were obtained

extend the knowledge on a subject of behavior of these types of connections in case of applying of: high – strength grout, the principle of the proportional increase of loads and the special shape of the cut-outs for the bolts in the base plates.

Key words: column-to-foundation connection, experiment, results

Artykuł wykonano w ramach pracy własnej W/IIB/ 2/04

Czesław Miedziałowski, Marta Kosior-Kazberuk, Mikołaj Malesza

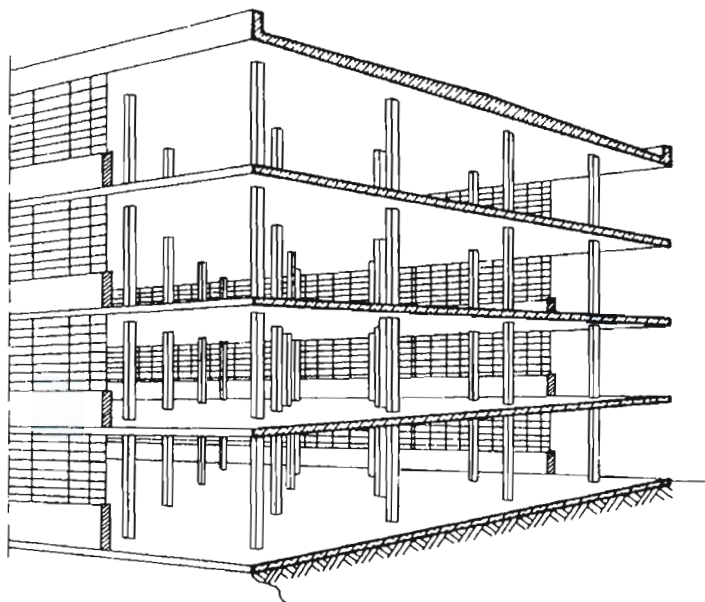
Zarysowania stropów w ustrojach płytowo-słupowych

Streszczenie: Spośród wielu typów stropów żelbetowych coraz większą popularność zdobywają ustroje płytowo-słupowe. Łączą one prostotę konstrukcji z korzyściami funkcjonalnymi. Ustroje te jednak wymagają szczególnie starannego projektowania i wykonawstwa. W pracy zaprezentowano przypadek poważnych uszkodzeń płyty stropu, spowodowanych oddziaływaniami pozastatycznymi.

Słowa kluczowe: ustroje płytowo-słupowe, zarysowanie, oddziaływania pozastatyczne

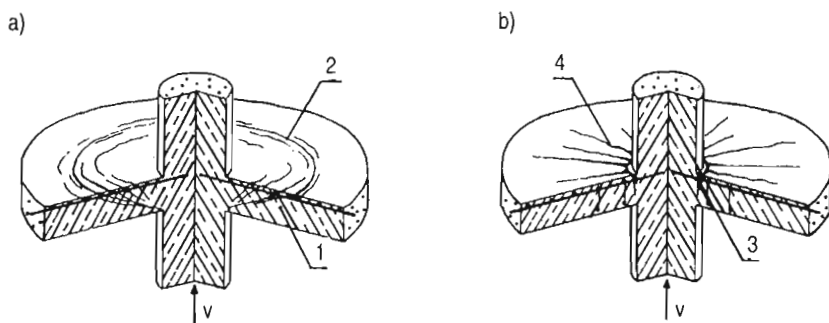
Wstęp

Ustroje płytowo-słupowe znalazły szerokie zastosowanie w budownictwie, przeważnie w wersji monolitycznej. Wynika to głównie z ułatwień w zakresie technologii wykonania (proste i wielokrotnie powtarzalne deskowania) oraz korzyści funkcjonalnych (brak belek jako przeszkód poziomych dla instalacji oraz zwiększenie wysokości w świetle kondygnacji). Widok klasycznej wersji takiego ustroju przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Widok ustroju płytowo-słupowego

Bezgłowicowe ukształtowanie płyty stropowej wymaga szczególnie starannego obliczenia i zbrojenia strefy przysłupowej. Błędy mogą prowadzić do zniszczenia strefy podporowej od obciążenia statycznego według mechanizmów przedstawionych na rys. 2 [1,2].

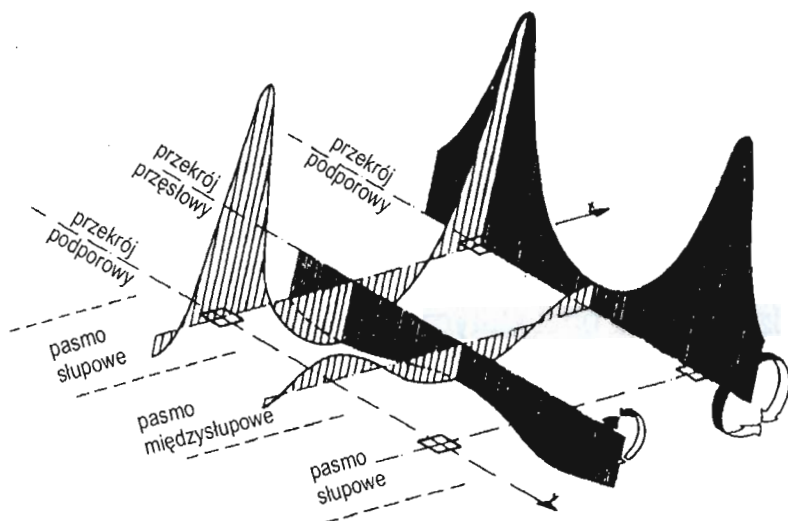


Rys. 2. Mechanizm zniszczenia strefy podporowej płyty żelbetowej monolitycznie połączonej ze słupami, obciążonej osiowo-symetrycznie; a) przy ścinaniu, b) przy zginaniu; 1 – rysy ukośne, 2 – rysy obwodowe na powierzchni, 3 – rysa obwodowa wokół słupa, 4 – rysy promienio-we [1]

Okazuje się jednak, że zniszczenie stropu może nastąpić wcześniej, jeszcze w trakcie twardnienia betonu w stropie na deskowaniu, co zostanie przedstawione w niniejszej pracy.

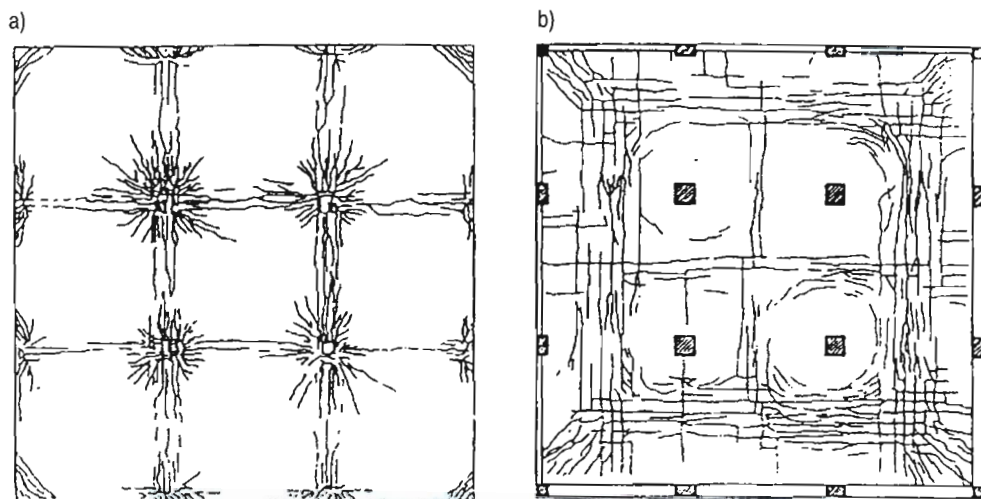
1. Praca statyczna stropu

Pod wpływem obciążeń powstaje w stropie stan wyężenia. Przebieg momentów zginających w stropie przedstawiono na rys. 3 [3].



Rys. 3. Momenty zginające m_x w charakterystycznych przekrojach stropu [3]

Zwiększenie obciążeń prowadzi do powstania na płycie siatki zarysowań. Jako pierwsze powstają rysy obwodowe nad krawędzią słupa. Następnie pojawiają się rysy promieniowo rozchodzące się od podpory i powstają dalsze rysy obwodowe. Z kolei rysy promieniowe zwiększają swój zasięg. Ostatnie w kolejności pojawiają się rysy na dolnej płaszczyźnie stropu w strefie pozapodporowej w paśmie słupowym, a następnie międzysłupowym. Oczywiście, każdorazowo obraz zarysowań jest nie tylko funkcją kształtu i sposobu zabrojenia, ale także funkcją sposobu obciążenia.



Rys. 4. Przykładowe zarysowanie stropu płytowo-słupowego z belkami krawędziowymi; a) widok z góry, b) widok z dołu [3]

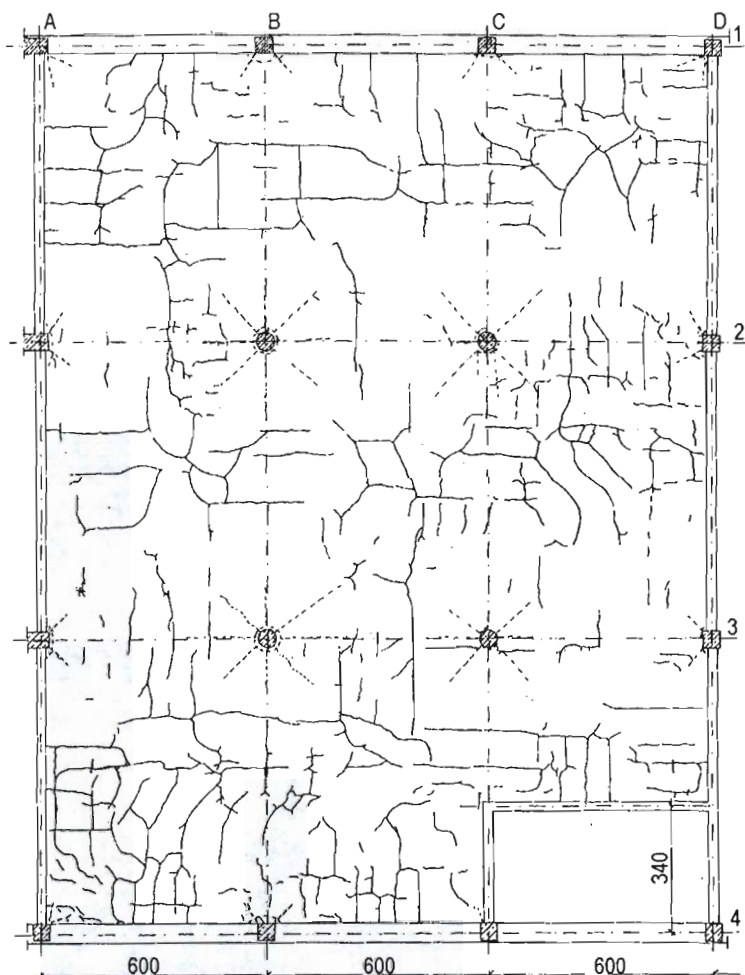
2. Oddziaływania pozastatyczne

Płyty monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych poddane są nie tylko obciążeniom statycznym, ale także oddziaływaniom pozastatycznym, takim jak: procesy chemiczne zachodzące w młodym betonie, nadmierne odparowywanie wody, np. przy porywach wiatru i wysokiej temperaturze otoczenia, nadmierne zawilgocenie, np. przez intensywne opady. Oddziaływania te wpływają na skurcz młodego betonu, co prowadzi do powstawania nieregularnych zarysowań. Zjawiska te mogą być spotęgowane domieszkami chemicznymi [5].

Na rys. 5 przedstawiono zarysowanie płyty stropu płytowo-słupowego, wykonanej z betonu B 30, które powstało na deskowaniu w trakcie twardnienia betonu [4]. Zgodnie z danymi IMiGW, w dniu betonowania było duże zachmurzenie z większymi przejaśnieniami i przelotnymi opadami. Temperatura powietrza 15°C, prędkość wiatru 6-10 m/s, ciśnienie atmosferyczne 1013 hPa. Podobna pogoda utrzymywała się w dniach następnych. Beton zagęszczano za pomocą wibratora buławowego.

Widoczne rysy zaczęły się pojawiać na górnej powierzchni płyty po ok. 6 godz. od ułożenia betonu. Zacieranie powierzchni i intensywne polewanie wodą nie przyniosło poprawy stanu konstrukcji. Pęknięcia, powstałe wtedy, gdy strop

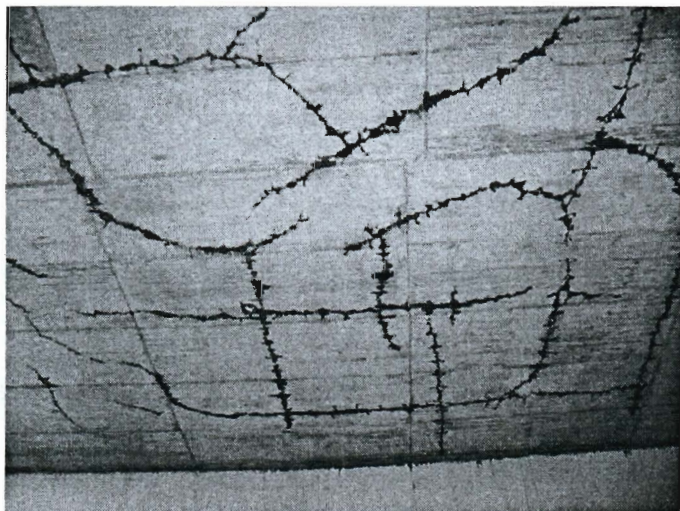
znajdował się na etapie deskowania, przebiegały przez całą grubość płyty stropowej, o czym świadczyło przesączenie się wody podczas nawet niewielkich opadów (rys. 6).



Rys. 5. Zarysowanie płyty stropowej spowodowane oddziaływaniem pozastatycznym; linią ciągłą oznaczono spękania przez całą grubość stropu, linią przerywaną – rysy nad słupami, na górnej powierzchni

Z porównania obu obrazów rys (rys. 4 i rys. 5) widać nieregularność zarysowań w przypadku sytuacji oddziaływań pozastatycznych, przedstawionej w artykule. Ponadto, w środkowej części stropu widać początek mechanizmu zniszczenia płyty, który mógł uwidocznić się po zdjęciu deskowania.

a)

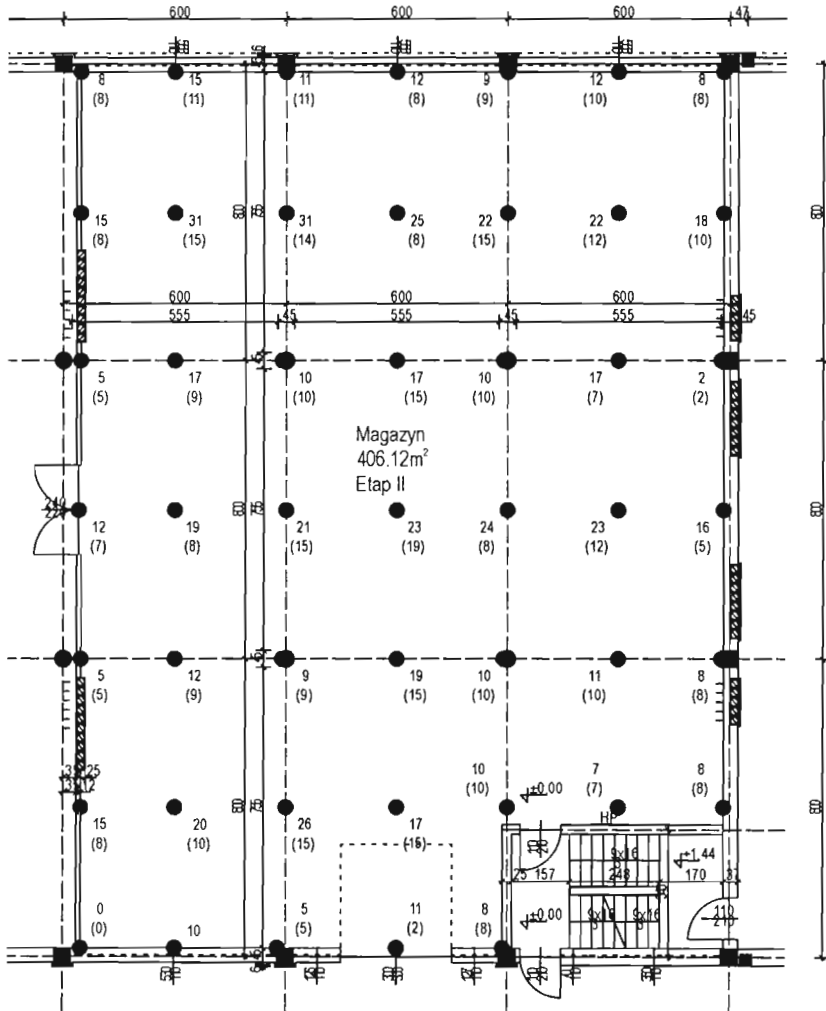


b)



Rys. 6. Widok od spodu płyty stropowej – przez rysy przesącza się woda opadowa

Dokonano także pomiarów geodezyjnych ugięcia płyty stropowej jeszcze w deskowaniu i po zdjęciu deskowania. Uzyskane wyniki przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Wyniki pomiarów geodezyjnych ugięcia płyty stropowej przeprowadzonych po dwóch miesiącach od zdjęcia deskowania; w nawiasach podano wyniki pomiarów ugięć stropu w deskowaniu

Ugięcia deskowania mieściły się w dopuszczalnych granicach według „Wą-
runków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” T. 1.
Dwa miesiące po usunięciu deskowania stwierdzono wyraźny przyrost ugięć, na-

wet o 16 mm. Zauważono również, na górnej powierzchni płyty, odpryski na krawędziach rys, powstające w wyniku obrotu poszczególnych płatów płyty pomiędzy rysami i zamykania się rys.

Podsumowanie

Jak wynika z przedstawionego opisu, zarysowanie płyty ustroju płytowo-słupowego w wyniku oddziaływań pozastatycznych, np. nadmiernego skurczu betonu możliwe jest na deskowaniu już na etapie wykonawstwa. Zarysowania wpływają z kolei na zwiększone ugięcia konstrukcji.

Stropy ustrojów płytowo-słupowych, które są atrakcyjne pod względem technologicznym i funkcjonalnym wymagają starannego projektowania i wykonawstwa.

Literatura

1. Ajdukiewicz A., Starosolski W.: *Żelbetowe ustroje płytowo-słupowe*. Arkady, Warszawa, 1981.
2. Albrecht U.: *Durchstanzen bei Flachdecken – Vergleich der Bemessung und Konstruktion*. Beton und Stahlbetonbau, H. 3, 1999.
3. Starosolski W.: *Projektowanie płytowo-słupowych ustrojów i fundamentów żelbetowych i sprężonych wspomaganie komputerowo. Wersja robocza 6*. Pro-Soft, Gliwice, 2004.
4. Miedziałowski Cz., Kosior – Kazberuk M., Malesza M.: *Badanie betonu i ułożenia zbrojenia w stropie nad parterem nowo budowanej części budynku Hurtowni Sprzętu Oświetleniowego*. Orzeczenie techniczne, Białystok, 2004.
5. Jasiczak J., Szymański P.: *Wczesny skurcz betonów modyfikowanych domieszkami*. Materiały VI Symposium Naukowo-Technicznego „Reologia w technologii betonu”, Gliwice, 2004.

Cracking of concrete flat slab structures

Summary: The reinforced concrete flat slab structures become more and more popular because of their structure simplicity as well as functional advantages. At the same time this type of structure needs careful designing and execution. The example of significant damages of slab caused by extra-static influence was presented in the paper.

Key words: flat slab structures, cracking, extra-static influences

Czesław Miedziałowski, Mikołaj Malesza

Szkielet drewniany wypełniony lekkim betonem

Streszczenie: Coraz częściej w polskiej praktyce budowlanej stosuje się szkielet drewniany. Dotyczy to głównie budynków mieszkalnych. W związku ze wzrostem znaczenia w Unii Europejskiej problemów ekologicznych i stosowaniem surowców odnawialnych pojawił się pomysł wypełniania szkieletu drewnianego lekkim betonem z wypełniaczami organicznymi, takimi jak wióry, trzcina, zrębki. W artykule podano rozwiązania technologiczne tego typu konstrukcji oraz zasady analizy statyczno-wytrzymałościowej.

Słowa kluczowe: szkielet drewniany, lekki beton z wypełniaczami organicznymi, analiza statyczna, parametry wypełnienia.

Wstęp

Szkielet drewniany jako konstrukcję nośną budynków stosuje się powszechnie również w budownictwie polskim. Dotychczas na świecie i w Polsce usztywnienie szkieletu wykonuje się głównie płytami poszyciowymi, łączonymi na łączniki stalowe do elementów szkieletu [3]. Ociepla się budynki wełną mineralną umieszczoną pomiędzy szkieletem i ewentualnie stosując tzw. metodę lekką. Ostatnio, w związku z koniecznością respektowania względów ekologicznych i ze względu na lansowanie w Unii Europejskiej surowców odnawialnych, zwrócono uwagę na szkielet drewniany wypełniony lekkimi betonami z wypełniaczami organicznymi, takimi jak wióry, trzcina, zrębki [7]. Może to być również inny lekki beton, np. gazobeton.

Warunki cieplno-wilgotnościowe spełnia się poprzez odpowiednią grubość wypełnienia, gdyż na lekki beton nakłada się bezpośrednio warstwy fakturowe

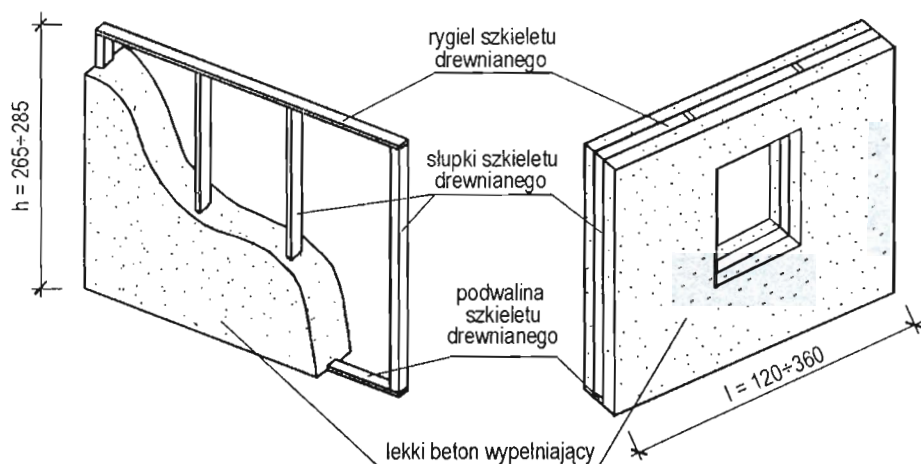
i wykończeniowe. Usztywnienie szkieletu drewnianego zapewnia, dzięki odpowiednim parametrom sprężysto-wytrzymałościowym wypełnienie.

Ponieważ są to funkcje w pewnym sensie sprzeczne w zakresie właściwości materiałowych, bardzo ważny jest dobór odpowiedniej jakości betonu wypełniającego.

1. Konstrukcja

W przedstawianej wersji szkieletowego budownictwa drewnianego możliwe są rozwiązania w technologii monolitycznej i prefabrykowanej. Rozwiązania te dotyczą głównie ścian, gdyż stopy i dach wykonuje się według dotychczasowych rozwiązań stosowanych w drewnianym budownictwie szkieletowym.

Widok ścian w wersji monolitycznej przedstawiono na rys. 1a, a w wersji prefabrykowanej na rys. 1b.

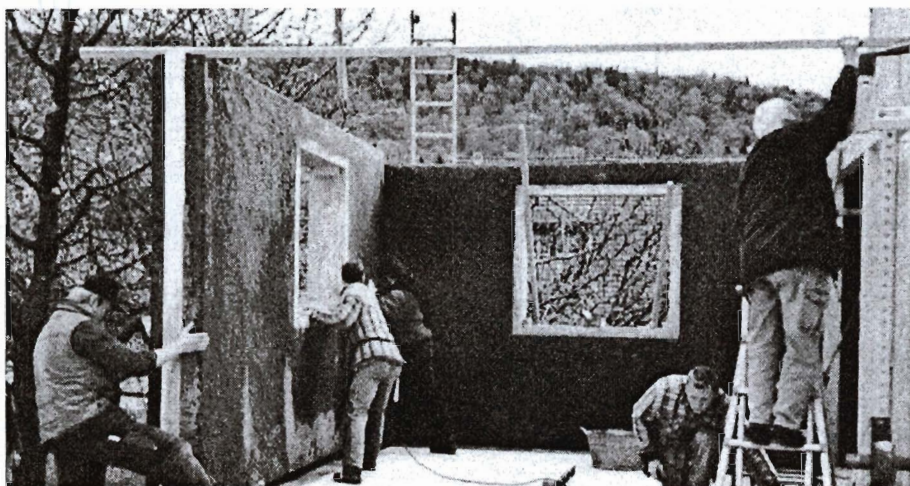


Rys. 1. Widok monolitycznej a) i prefabrykowanej b) wersji ścian

Ściany monolityczne wykonywane są w szalunkach bezpośrednio na budowie. Przedtem należy wykonać szkielet drewniany, który może być przygotowany w wytwórni i zaimpregnowany, przywieziony na budowę lub wykonywany bezpośrednio na budowie.

Ściany prefabrykowane przygotowuje się w zakładach prefabrykacji i po okresie dojrzewania przewozi się na plac budowy. Stopień wykończenia takich prefabrykatów może być różny – od surowych ścian po ściany z podkładowymi warstwami faktury i ze stolarką okienną i drzwiową.

Na rys. 2 przedstawiono przykład montażu takich prefabrykowanych ścian na budowie.

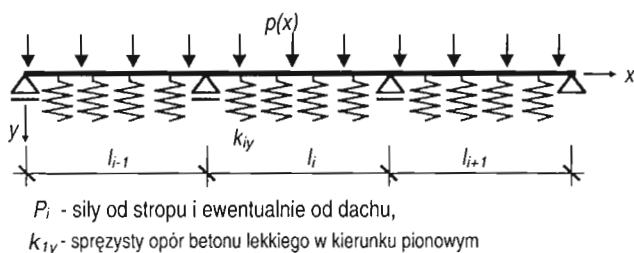


Rys. 2. Montaż ścian prefabrykowanych na budowie

2. Analiza statyczna

2.1. Szkielet drewniany

Elementy szkieletu drewnianego pracują w zbiorze elementów konstrukcyjnych budynku i w otoczeniu betonu lekkiego. Okoliczności te stanowią pewne warunki brzegowe ich pracy. Rygle pracują jako belki wieloprzęsłowe na sprężystym podłożu według schematu pokazanego na rys. 3.



Rys. 3. Schemat statyczny rygla

Równanie różniczkowe układu ma postać [2]

$$EJ_1 \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + k_{1y} y(x) = p(x) \quad (1)$$

gdzie:

$y(x)$ – funkcja przemieszczenia osi rygla,

k_{1y} – stała sprężysta oddziaływania wypełnienia,

EJ_1 – sztywność rygla.

Jeśli wprowadzić zmienną $\xi = x \cdot \alpha$, gdzie α jest wielkością charakterystyczną dla belki na podłożu sprężystym

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_{1y}}{4EJ_1}}, \quad (2)$$

równanie jednorodne ma postać

$$\frac{d^4 y(x)}{d\xi^4} + 4y(x) = 0, \quad (3)$$

którego całka ogólna przedstawia się następująco

$$y(\xi) = Ae^{\xi} \cos \xi + Be^{\xi} \sin \xi + Ce^{-\xi} \cos \xi + De^{-\xi} \sin \xi \quad (4)$$

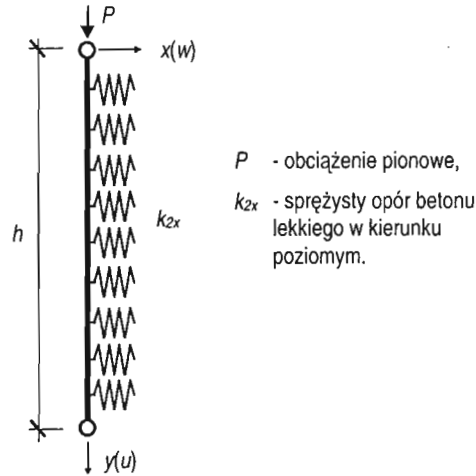
Pochodne $y'(\xi)$, $y''(\xi)$, $y'''(\xi)$ oraz warunki brzegowe określone podporami pozwalają określić stałe A, B, C i D. Ostatecznie interesujące projektanta wielkości statyczne określa się z zależności

$$M(\xi) = -EJ_1 \frac{d^2 y(\xi)}{d\xi^2} \alpha^2 \quad (5)$$

oraz reakcje podłoża

$$r(\xi) = k_{1y} \cdot y(\xi). \quad (6)$$

Słupki pracują tak, jak pręty ściskane w środowisku więzów sprężystych według rys. 4.



Rys. 4. Schemat statyczny słupka

Równanie różniczkowe dla tego układu na postać [1]

$$EJ_2 \frac{d^4 w}{dy^4} + P \frac{d^2 w}{dy^2} + k_{2x} \cdot w = 0 \quad (7)$$

gdzie:

k_{2y} – współczynnik oporu sprężystego wypełnienia,

EJ_2 – sztywność na zginanie słupka.

Zakładając że małe wychylenie z położenia równowagi określa funkcja

$$w = a_n \sin\left(\frac{n\pi}{h}\right) \quad (8)$$

i wykorzystując bilans energii będącej wynikiem zginania słupka, deformacji sprężyn i zmiany energii potencjalnej obciążenia, otrzymuje się wyrażenie do obliczenia siły krytycznej

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{h^2} \left(n^2 + \frac{\psi^2}{n^2} \right) \quad (9)$$

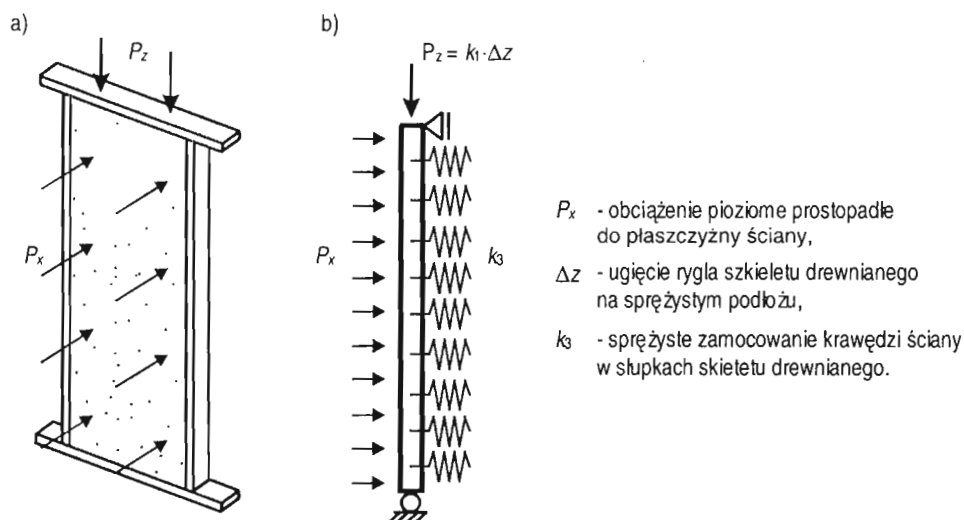
gdzie: n – liczba naturalna,

$$\psi = \left(h^2 / \pi^2 \sqrt{k_{2x} / EJ_2} \right). \quad (10)$$

2.2. Wypełnienie

Wypełnienie powinno zapewniać odpowiednią sztywność i nośność na obciążenia poziome budynku. Należy tu rozpatrywać obciążenia prostopadłe do płaszczyzny ścian i równoległe.

Schemat ściany pracującej na obciążenia poziome prostopadłe do płaszczyzny ściany przedstawiono na rys. 5. Jest to w tym wypadku klasyczne zginanie ze ścisaniem wycinka betonowego ściany ograniczonego słupkami szkieletu.

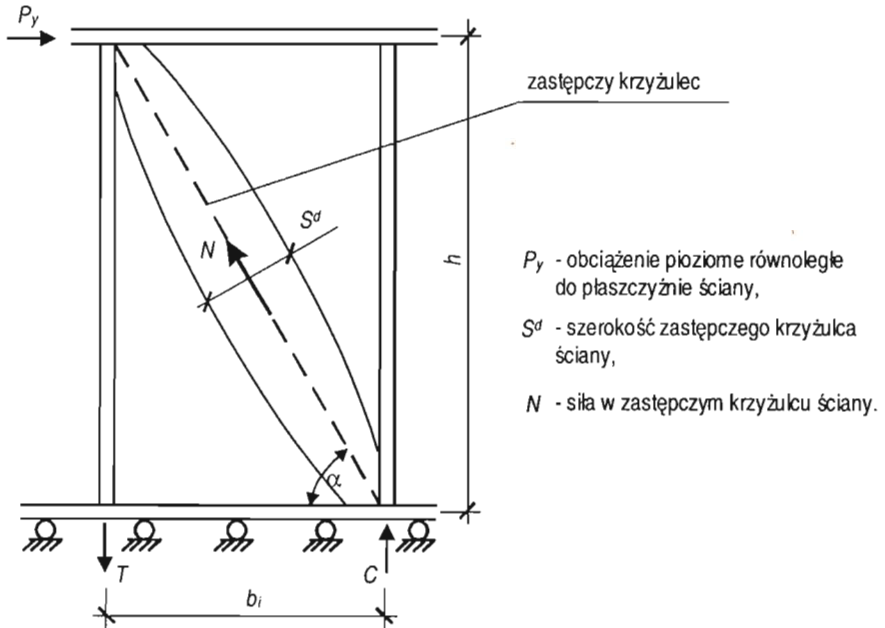


Rys. 5. Schemat pracy ściany na obciążenia poziome, prostopadłe do płaszczyzny

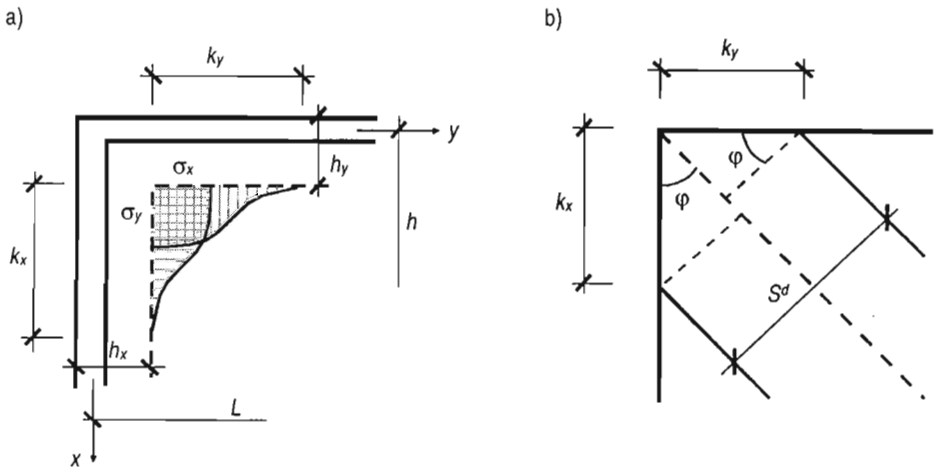
Schemat ściany pracującej na obciążenie poziome, równoległe do płaszczyzny ściany, przedstawiono na rys. 6.

Do analizy sztywności i nośności ściany na obciążenia poziome w płaszczyźnie przyjmuje się zastępczy schemat układu ramowego z krzyżulcem [8].

Materiał wypełnienia szkieletu tworzy płaską tarczę. Warunki równowagi i deformacja tej podatnej tarczy wiążą się ze stanem deformacji szkieletu drewnianego tworzącego ustrój ramowy o podatnych węzłach (rys. 7a).



Rys. 6. Schemat pracy ściany na obciążenia poziome równoległe do płaszczyzny



Rys. 7. Zastępczy ustrój ramowy z krzyżulcem

Sztywności gięte zastępcze ramy z uwzględnieniem wypełnienia określa wymiary zastępczej ramy h_x i h_y .

$$E_v \frac{1}{12} t h_x^2 = E J_P \text{ i } E_v \frac{1}{12} t h_y^3 = E J_S \quad (11)$$

stąd

$$h_x = 2,29 \sqrt{\frac{E J_P}{E_v t}} \text{ i } h_y = 2,29 \sqrt{\frac{E J_S}{E_v t}} \quad (12)$$

Długość stref kontaktu między elementami ramy i tarczy wypełnienia można określić z zależności (rys. 7b)

$$k_x = \frac{\pi}{2} h_y \text{ i } k_y = \frac{\pi}{2} h_x \quad (13)$$

stąd szerokość zastępczego przekroju krzyżulca

$$S_d = \frac{\pi}{2} (h_y \sin \varphi + h_x \cos \varphi) = k_x \sin \varphi + k_y \cos \varphi \quad (14)$$

i ostatecznie pole przekroju krzyżulca o grubości t , równej grubości tarczy

$$A_d = 1,145\pi \sqrt[3]{\frac{E t^2}{E_v}} (\sqrt[3]{I_S} \sin \varphi + \sqrt[3]{I_P} \cos \varphi) \quad (15)$$

gdzie:

E_v – moduł sprężystości materiału wypełnienia,

E – moduł sprężystości materiału konstrukcji ramowej,

I_s i I_p – momenty bezwładności przekroju belki i słupa.

Dla poziomej siły P_i przypadającej na element pojedynczej tarczy.

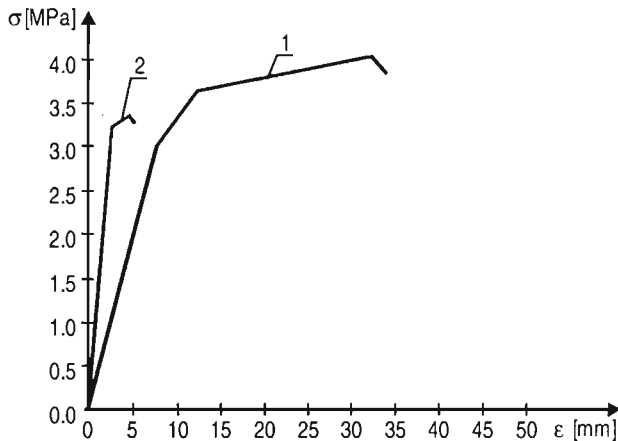
$$T = -C = \frac{P_i \cdot h}{b_i} \quad (16)$$

i odpowiednio

$$N_i = \frac{-P_i}{\cos \alpha} \text{ dla } \alpha = \arctg \frac{h}{b_i} \quad (17)$$

2.3. Parametry wypełnienia

Jak podano wyżej, wypełnienie powinno mieć parametry materiałowe (mechaniczne i fizyczne), które pozwolą spełnić zarówno warunki cieplno-wilgotnościowe, jak i sztywnościowo-wytrzymałościowe. Szerokie badania w tym zakresie przeprowadzono w Polsce nad wiórobetonem, gdzie jako wypełnienie zastosowano wióry z drzew iglastych. Z punktu widzenia zagadnień analizowanych w niniejszym artykule przedstawione zostaną parametry, które wpływają na warunki sztywnościowo-wytrzymałościowe. Podstawowym parametrem jest tutaj współczynnik sprężystości (odkształcenia), który wynika z doświadczalnej zależności pomiędzy naprężeniami a odkształceniami. Zależność tę, uzyskaną z badań [6], przy działaniu siły działającej prostopadle i równoległe do kierunku zagęszczania, (a więc i kierunku ułożenia większości wypełniacza z wiórów) przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Zależność pomiędzy naprężeniami i odkształceniem próbek 15x15x15, ściskanych równoległe (1) i prostopadle (2) do kierunku zagęszczania.

Podstawowe parametry fizyczne wypełnienia w postaci wiórobetonu przedstawiono w tabeli 1, a parametry mechaniczne – w tabeli 2 [5, 6].

Tabela. 1.

Rodzaj wiórobetonu	Gęstość pozorna	Paroprzepuszczalność	Przepuszczalność powietrza	Współczynnik przewodzenia ciepła
	[kg / m ³]	[kg·m / N·s]	[kg / N]	[W / m·K]
lekki	550	0,083·10 ⁻⁹	8,5·10 ⁻⁵	0,08
normalny	650	÷	÷	0,12
ciężki	750	0,098·10 ⁻⁹	10,6·10 ⁻⁵	0,16

Tabela. 2.

Rodzaj wiórobetonu	Wytrzymałość na ściskanie (równoległe do kierunku formowania)	Współczynnik sprężystości (odkształcenia)	
		w kierunku równoległym do formowania	w kierunku prostopadłym do formowania
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
lekki	1,0 ÷ 1,4	200 ÷ 300	380 ÷ 500
normalny	1,6 ÷ 2,0		
ciężki	2,2 ÷ 3,0		

Zakończenie

Przedstawione konstrukcje budynków zyskują coraz szersze zastosowanie w Europie Zachodniej w związku z wymogami ekologii i stosowania surowców odnawialnych. W niektórych krajach według tej technologii realizuje się około kilku procent budynków. Na wsparcie rozwoju tych technologii przeznacza się różnego rodzaju ulgi i premie. Budownictwo tego typu pozwala nie tylko chronić naturalne zasoby ziemi, ale dostarcza budynków o wysokich walorach zdrowotnych, a także łatwe w utylizacji po ich zużyciu użytkowym. Ważnymi podnoszonymi aspektami jest również aktywizacja obszarów rolniczych i polepszenie gospodarki leśnej. Doświadczenia niemieckie [7] pokazują, że z jednego hektara specjalnie uprawianej trzciny *Miscantus* można uzyskać materiał na wypełnienie ścian jednego domu jednorodzinne.

Literatura

- [1] Brzoska Z., *Statyka i stateczność konstrukcji*, PWN, Warszawa, 1965.
- [2] Gorbunow-Posadow M. J., *Obliczanie konstrukcji na podłożu sprężystym*, Budownictwo i Architektura, Warszawa, 1956.

- [3] Malesza M., Miedziałowski Cz., *Problemy realizacji domów w technologii lekkiego szkieletu drewnianego*, Materiały Budowlane 2/2001.
- [4] Mielczarek Z., *Współczesne budownictwo ogólne*, Arkady, Warszawa, 2001.
- [5] Praca zbiorowa, *Budownictwo Betonowe*, t. IV „Betony lekkie”, Arkady, Warszawa, 1967.
- [6] Praca zbiorowa pod redakcją Cz. Dawdo, *Wiórobeton w budownictwie. Właściwości, projektowanie, produkcja, zastosowanie*, Politechnika Białostocka, Białystok, 1994,
- [7] Praca zbiorowa pod redakcją R. Pude, *Anbau, Verwertung und Erfolgsaussichten von Miscanthus In Europa*, 3 Internationale Miscanthus-Tagung, Bonn Universität, Bonn, 2004.
- [8] Pubal Z., *Theory and calculation of frame structures with stiffening walls*, Academia Prague 1988.
- [9] Rakowski G., *Zastosowanie macierzy do analizy statycznej i dynamicznej prętów prostych*, Biblioteka Inżynierii i Budownictwa Nr 17, Warszawa, 1987.
- [10] Żenczykowski Z., *Budownictwo ogólne*, t. I, Arkady, Warszawa, 1966.

The wood framed structure with light weight concrete nogging

Abstract: Wood framed structure is frequently used in building practice in Poland. This application of structure refers to residential buildings. Significance of ecology problems and requirements of use of renewable natural resources in EU the new ideas appears in respect of infilling materials in the form of light weight concrete with organic particles like chips, reed or other wood derivative. Paper presents technological solution of this kind of composite structure and principles of the static and strength analysis.

Key words: wood frame, light weight concrete with organic fillers, static analysis parameters of filling material

Algimantas Nakas

Wkład profesora A. Rozenbluma w teorię żelbetu

Streszczenie: Urodzony w Białymstoku wybitny litewski inżynier budowlany, doktor habilitowany, prof. Anatol Rozenblum zaprojektował konstrukcje wielu ważnych dla Litwy budowli. Był autorem podręczników, opracował oryginalną teorię obliczania zarysowania i deformacji konstrukcji żelbetowych. Teoria ta spotkała się z pozytywną oceną wybitnych rosyjskich i zagranicznych specjalistów w zakresie konstrukcji budowlanych, była omawiana na konferencjach oraz w publikacjach naukowych. Prace inżynierów ze szkoły naukowej A. Rozenbluma miały wielki wpływ na dalszy rozwój nauki o konstrukcjach żelbetowych na Litwie.

Słowa kluczowe: przekrój przez rysę, głębokość zarysowania, wykres naprężeń, krzywizna, deformacja.

Wstęp

Wynaleziony w połowie XIX wieku materiał kompozytowy z żelaza i betonu szybko stał się jednym z najważniejszych w budownictwie. Jednak wznoszenie efektywnych konstrukcji z żelbetu rozpoczęto dopiero po dogłębnych i szeroko zakrojonych badaniach teoretycznych i eksperymentalnych, przeprowadzonych przez naukowców wielu krajów. Za pionierów tej dziedziny uznawani są Amerykanie W. Ward, T. Hyatt, P. G. Jackson, R. Dil, Francuzi F. Hennebique, E. Freyssinet, Szwajcar R. Mayar, rosyjscy naukowcy N. Bebelubski, A. Loleit, Muraszew i inni.

Na Litwie badania nad żelbetem przed rokiem 1940 prowadzili J. Kuodis i J. Gabrys. Po II wojnie światowej liderami wśród badaczy żelbetu stali się A. Rozenblum i A. Kudzys, którzy stworzyli także własne szkoły naukowe. Jeden z nich - profesor Anatol Rozenblum - urodził się w 1902 roku w Białymstoku.

1. Niektóre kontakty przedstawicieli nauki i techniki z Białegostoku i Wilna

Po odzyskaniu niepodległości przez Polskę i Litwę została nawiązana rzeczowa współpraca pomiędzy Politechniką Białostocką a Wileńskim Uniwersytetem Technicznym im. Giedymina. Specjalistów w dziedzinie nauki i techniki obu miast łączą głębokie więzy, ukształtowane przez wielowiekową wspólną historię. Wspólne cechy odnajdujemy również w niedalekiej przeszłości. Można to zilustrować kilkoma przykładami.

Otóż inicjatorem powołania w Białymstoku Wyższej Szkoły Technicznej był inżynier elektryk Karol Białkowski (1902-1975), który przez blisko pięć lat pracował w Elektrowni Miejskiej w Wilnie (1932-1936). Od 1944 roku zajmował stanowisko dyrektora Elektrowni Białystok, sprawował kierownictwo nad energetykami okręgu białostockiego. Dzięki jego staraniom została utworzona Prywatna Wieczorowa Szkoła Inżynierska w Białymstoku (WSI), która w 1974 r. została przekształcona w Politechnikę Białostocką (PB). Rektor Białkowski kierował nią w latach 1949-1956. Zatem w Wilnie znajdujemy ślady działalności pierwszego rektora PB -K. Białkowskiego [1, z. 1 s. 21-23].

W Wilnie urodził się były dziekan Wydziału Mechanicznego WSI (Politechniki Białostockiej) Jan Zubaczek. Na tym stanowisku pozostawał on do roku 1976; jest autorem wynalazków, patentów, jednym z organizatorów PB [2, s. 283].

Antoni Wejtko (1895-1962), urodzony w Burbiszkach niedaleko Wilna, ukończył gimnazjum wileńskie, przez jakiś czas pracował na stanowisku kierownika mostów, dróg i przystani rzecznych w Dyrekcji Prac Publicznych w Białymstoku. Po wojnie mieszkał we Francji, Anglii i Republice Południowej Afryki, gdzie zasłynął jako dobry specjalista w dziedzinie budowy mostów i podłoża [1, z. 8, s. 156-157].

W Wilnie urodził się i ukończył szkołę Stanisław Szyperko (1882-1935) – kierownik przedsiębiorstwa budownictwa drogowego w Białymstoku po I wojnie światowej [1, 8, s. 136-137].

Również na Litwie pracowało wiele osób, które zasłynęły w dziedzinie nauki i techniki, a których łączyły pewne związki z Białymstokiem.

Twórca języka esperanto dr Ludwik Zamenhof (1859-1917) urodził się w Białymstoku, przez jakiś czas mieszkał w litewskim miasteczku Wiejsieje (Veisiejai), bywał w Kownie i Wilnie.

Most na rzece Narew, przepływającej niedaleko Białegostoku, budował inżynier Petras Vileišis (1851-1926) - m. in. propagator litewskości. Vileišis prowadził także linię kolejową do niezbyt odległych Siedlec.

W gimnazjum białostockim w 2. połowie XIX w. uczył się wybitny litewski konstruktor budowlany Pranciškus Markunas (1873-1964), który zbudował na Litwie wiele mostów żelbetowych, zaprojektował konstrukcje budowlane wielu budynków.

W Białymstoku urodził się jeden z najsłynniejszych litewskich konstruktorów budowlanych, profesor, doktor habilitowany Anatol Rozenblum (1902-1973). Zaprojektowane przez niego budynki rozsławiły go na Litwie, a opracowana przez niego oryginalna teoria obliczania konstrukcji żelbetowych - także w całym byłym Związku Radzieckim.

2. Profesor A. Rozenblum - zarys biograficzny

Anatol Rozenblum urodził się w rodzinie urzędnika. Do szkół uczęszczał w Kownie, Witebsku, Piotrogradzie i ponownie w Kownie. W latach 1922-1927 studiował w Austrii i Niemczech. Przez rok pracował w Berlinie, a od 1929 roku w Kownie.

Na Litwie A. Rozenblum bardzo szybko został uznany za jednego z najlepszych projektantów konstrukcji budowlanych. Przy projektowaniu Rozenblum współpracował z najsłynniejszymi ówczesnymi architektami litewskimi: Vytautasem Landsbergisem-Žemkalnisem, Stasysem Kudokasem, Feliksasem Vizbarasem i in.

A. Rozenblum projektował budynki wojskowe, przemysłowe i cywilne. Największy rozgłos przyniósł mu projekt mostu na Niemnie, wykonany w 1937 roku. Most ten zbudowany w 1938 roku w Olicie (Alytus) był największym mostem żelbetowym nie tylko na Litwie, ale i we wszystkich państwach nadbałtyckich.

Szczególną sławę zyskał A. Rozenblum jako autor wykonanego w bardzo krótkim czasie projektu Hali Sportowej w Kownie, wybudowanej na odbywające się w 1939 roku na Litwie Mistrzostwa Europy w koszykówce.

W latach okupacji niemieckiej A. Rozenblumowi udało się zbiec z kowieńskiego getta w Vilijampole i uniknąć tragicznego losu.

Po wojnie A. Rozenblum podjął pracę pedagogiczną na uniwersytecie w Kownie, rozpoczął badania naukowe nad materiałami budowlanymi, od czasu do czasu projektował konstrukcje budynków. Obronił dysertację kandydacką, był kierownikiem katedry.

30 czerwca 1948 roku na posiedzeniu Rady Uniwersytetu Państwowego w Kownie A. Rozenblum pomyślnie obronił pracę doktorską pt. "W sprawie określenia optymalnych składników betonu i zaprawy".

W 1956 roku A. Rozenblum wydał podręcznik "Konstrukcje murowane". W tym samym roku opracował i zbadał składaną kratownicę ramową dla dachów budynków przemysłowych i gospodarczych. Praca ta w 1958 roku została wyróżniona nagrodą republikańską.

W 1967 roku w Instytucie Politechnicznym w Mińsku Anatol Rozenblum obronił dysertację doktora habilitowanego nauk technicznych "O pęknięciach, naprężeniach i deformacjach, powstających w konstrukcjach żelbetowych pod wpływem działania sił". W 1968 roku nadano mu tytuł naukowy profesora.

W 1969 roku profesor A. Rozenblum przeniósł się do Wilna i został kierownikiem Katedry Konstrukcji Specjalnych w Wileńskim Instytucie Budownictwa Inżynierskiego.

Po rozpoczęciu 1 września 1969 roku pracy w Wileńskim Instytucie Budownictwa Inżynierskiego (obecnie VGTU) prof. A. Rozenblum najwięcej czasu poświęcał badaniom naukowym swoich uczniów oraz pracy dydaktycznej ze studentami, zabiegał o utworzenie nowych laboratoriów, szczególnie dużo pracował z dyplomantami. W całym okresie swojej pracy pedagogicznej był promotorem ponad 200 prac dyplomowych, przygotował do obrony 15 doktorów nauk, pisał i wydawał podręczniki i wiele innych prac naukowych.

Prof. A. Rozenblum ogłosił kilkadziesiąt artykułów naukowych, stale wygłaszał referaty na konferencjach naukowych. Profesor A. Rozenblum zmarł po ciężkiej chorobie 27 maja 1973 roku. Został pochowany na Cmentarzu Antokolskim w Wilnie [3].

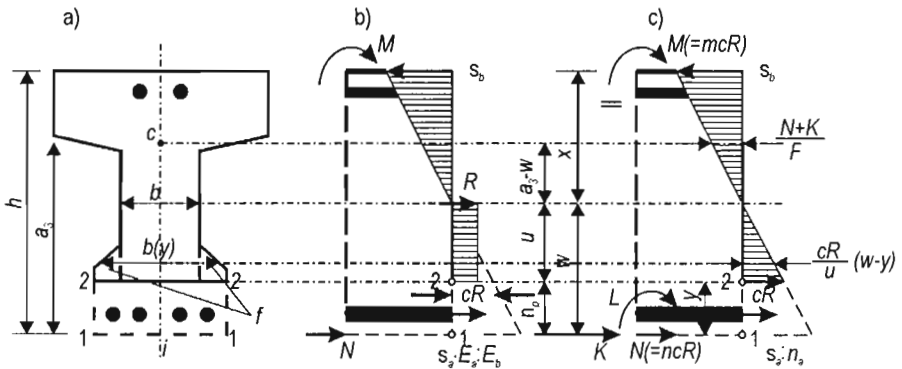
3. Szkic teorii A. Rozenbluma

Anatolij Rozenblum, który podjął się zadania bardziej dokładnej oceny stanu naprężenia i deformacji zginanych elementów żelbetowych pracujących po zarysowaniu strefy rozciąganej, rozwiązał to zadanie metodą dotąd niestosowaną [4, s. 5-10]. Rozpatrywał on pracę konstrukcji żelbetowych jako ciągły (kontynualny) proces, rozpoczynając od stadium, w którym rys jeszcze brak, i kończąc na stadium, które jest bliskie stanowi granicznemu wytrzymałości elementu. Proponowana przez A. Rozenbluma metoda jest oparta na przesłance, że przekrój zarysowany jest niezmienny w stadium zarysowania elementu. Uzasadnił to zarówno własną intuicją, jak też na podstawie doświadczeń przeprowadzonych przez róż-

nych autorów. Zatem wykres naprężeń w przekroju zarysowanym powinien być identyczny jak wykres w chwili powstawania rysy.

A. Rozenblum przedstawił sposób dokładnego obliczania przekroju elementów żelbetowych wykonanych z materiału sprężysto-plastycznego, przyjmując dowolny wykres naprężeń w strefie rozciągania. Zadanie to rozwiązywał w drodze zamiany nieliniowego wykresu strefy rozciągania wykresem liniowym. Po to, by warunek równowagi przekroju nie został naruszony, A. Rozenblum wprowadził do strefy rozciągania zewnętrzne działanie sił rozciągających, które stanowią różnicę wypadkowych naprężeń między wykresem liniowym i nieliniowym.

A. Rozenblum wyprowadził wzory do określenia stanu naprężeń w przekroju o dowolnym kształcie. Jeżeli przyjmiemy, że naprężenia rozciągania opisane są wykresem prostokątnym, naprężenia ściskania – wykresem trójkątnym, to po zamianie wykresu prostokątnego strefy u (zob. rys. 1) wykresem trójkątnym odpowiednio przykładamy siłę K w punkcie I i moment L względem punktu I . Na podstawie tego warunku znajdujemy K i L , a po określonych przekształceniach wyprowadzamy równania wyrażające stan równowagi w przekroju zarysowania.



Rys. 1. Wykresy naprężeń

Gdy wykres naprężeń ma kształt „b” (rys. 1):

$$\begin{cases} \frac{2-c}{2c}bu^2 - \left(n + \bar{F} + \frac{f}{c}\right)u - (\bar{S} - \bar{F}v_p) = 0 \\ m = \frac{\bar{J} - \bar{S}v_p}{u} - \left(\bar{S} + \frac{s}{c}\right) - \frac{2-c}{2c}bv_pu - \frac{3-c}{3c}bu^2 \end{cases} \quad (1)$$

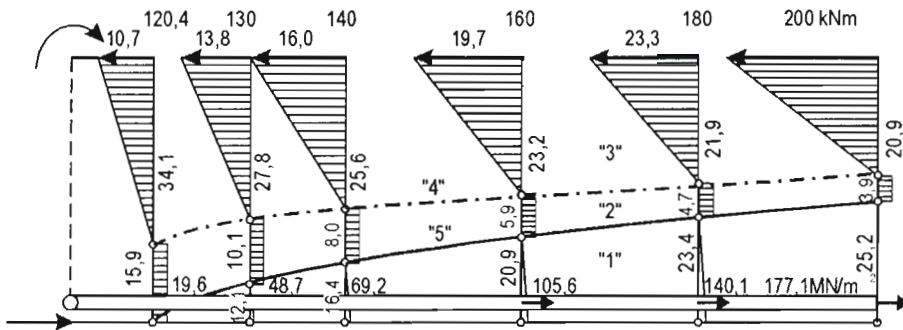
Gdy wykres naprężeń ma kształt „c” (rys. 1):

$$\begin{cases} (n + F)u - (S - Fv_p) = 0 \\ m = \frac{J - Sv_p}{u} - S \end{cases} \quad (2)$$

We wzorach $\bar{F}$ – oznacza powierzchnię przekroju poprzecznego elementu (bez poszerzenia) w strefie u (rys. 1, a); S i J – odpowiednio moment statyczny i moment bezwładności; f i s – odpowiednie charakterystyki poszerzenia przekroju poprzecznego; $m = \frac{M}{cR}$

Po podstawieniu do równania $v_p = 0$ otrzymujemy moment odpowiadający powstawaniu zarysowania w elemencie (moment rysujący).

W dalszej pracy A. Rozenblum wyprowadził równania również dla innych postaci wykresów naprężeń. Przeanalizował on dogłębnie stadium momentu powstania zarysowania i dał podstawę analizy przekroju zarysowanego. Jak podano wyżej, wykres naprężeń w przekroju przez rysę A. Rozenblum przyjął za identyczny z wykresem w momencie powstawania rysy. Pozwoliło to określić zależność momentu zginającego i głębokości zarysowania w strefie czystego zginania. Zmianę wykresów naprężeń w przekroju prostokątnym przeciętym rysą, przy wzroście obciążenia, pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Zmiana naprężeń przy wzroście obciążenia

Na podstawie matematycznych wyprowadzeń wzorów A. Rozenblum ocenił także przemieszczenie betonu względem rozciąganego zbrojenia, które uwzględnia zarysowanie elementu żelbetowego.

Według A. Rozenbluma, krzywiznę ugiętej osi elementów żelbetowych, zarówno na odcinkach nie zarysowanych, jak i zarysowanych, oblicza się następująco:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{\sigma_a}{n_a} + \sigma_b \right) / (E_b \cdot h_o) \quad (3)$$

W przekrojach niezarysowanych, w których $M = M_{cr}$, σ_a i σ_b określa się na podstawie równania (1), przyjmując że $v_p = 0$. M_{cr} – oznacza tu moment zginający wywołujący zarysowanie.

Dla przekrojów niezarysowanych, w których działający moment zginający jest mniejszy od momentu rysującego, obliczonego na podstawie (2) i przy przyjęciu, że $v_p = 0$ oraz $c = 1$, σ_a i σ_b , określa się następująco:

$$\sigma_b = \frac{N_x}{S - Fu} = \frac{M_x}{J - Su}; \quad \sigma_a = n_a \sigma_b = \frac{u - a}{x} \quad (4)$$

W przekrojach przez rysę σ_a i σ_b oblicza się na podstawie równań (1).

Na odcinkach między rysami naprężenia w betonie i zbrojeniu maleją. A. Rozenblum zaproponował stosowanie uśrednionego współczynnika redukcji krzywizny K i przedstawił matematyczną postać tych współczynników.

Długotrwałe działanie obciążenia, podobnie jak w ówczesnych normach, zostało uwzględnione poprzez zastosowanie współczynnika v dla betonu ściskanego oraz współczynnika η dla betonu rozciąganego.

Dla potwierdzenia teorii A. Rozenbluma potrzebne były eksperymenty. Profesor skupił liczne grono młodych naukowców, którzy z biegiem czasu stworzyli szkołę naukową Anatola Rozenbluma.

Prace naukowe A. Rozenbluma spotkały się z pozytywną oceną wielu znanych specjalistów.

Profesor A. Gwozdiew pisał, że badania przeprowadzone przez A. Rozenbluma są znaczące w teorii żelbetu, posłużą do szybszego i dokładniejszego rozwiązania problemu obliczania deformacji [5].

Konstruktor żelbetowej wieży telewizyjnej Ostankino w Moskwie, profesor N. Nikitin, w swojej opinii na temat zaproponowanej przez A. Rozenbluma nowej teorii obliczania zarysowania i deformacji elementów żelbetowych pisał, że autor przedstawił cenną i ciekawą pracę, która stanowi duży postęp w teorii żelbetu i niewątpliwie znajdzie odzwierciedlenie w dalszych badaniach naukowych nad żelbetem oraz w zmianach zasad projektowania [6].

Profesor N. Popow podkreślił, że proponowana w nauce o żelbecie teoria A. Rozenbluma pozwala po raz pierwszy obliczyć wysokość rysy w strefie rozciągania elementu, a także wielkości naprężeń powstających pod wpływem różnych obciążeń. N. Popow pisał, że teoria jest oryginalna i jest poważnym wkładem w doskonalenie obliczeń konstrukcji żelbetowych [7].

Również inni znani specjaliści od żelbetu twierdzili, że A. Rozenblum wynalazł oryginalny sposób rozstrzygnięcia problemu. Cenne jest również to, że stosowane do obliczeń programy numeryczne zostały sporządzone na podstawie algorytmów opracowanych przez A. Rozenbluma. O jego wieloletnich badaniach naukowych specjaliści regularnie dowiadawali się z licznych artykułów naukowych publikowanych w wydawnictwach byłego Związku Radzieckiego. Podsumowując trzeba powiedzieć, że A. Rozenblum jest wybitnym specjalistą teorii żelbetu. Stworzona przez niego teoria jest znaczącym wkładem w rozwój teorii obliczania zarysowania i deformacji konstrukcji żelbetowych [8].

Podsumowanie

1. Prace wileńskich i białostockich specjalistów z dziedziny techniki zapisały się znacząco w dziejach obu miast.
2. Teoria obliczania zarysowania i deformacji konstrukcji żelbetowych stworzona w swoim czasie przez urodzonego w Białymstoku profesora A. Rozenbluma została uznana za nowy krok w rozwoju nauki o konstrukcjach żelbetowych.
3. Zaszczytna działalność inżynierska i naukowa A. Rozenbluma jest godna przypomnienia, ponieważ była wielkim wkładem naukowym również w historię Białegostoku.

Literatura

- [1] Federacja stowarzyszeń naukowo-technicznych, *Słownik biograficzny techników polskich*, zeszyty 1-12, Warszawa, 1989-2001.
- [2] Naczelna Organizacja Techniczna, *Państwowa Szkoła Techniczna w Wilnie im. Marszałka Józefa Piłsudskiego*, Wyd. Arkady, Warszawa, 1991.
- [3] A. Nakas, *Profesorius Anatolijus Rozenbliumas*. Vilnius „Technika” 2002.
- [4] A. Nakas, *Profesorius Anatolijaus Rozenbliumo teorija ir mokslinė mokykla*. "Journal of civil Engineering and Management" 2002, Vol VIII, Supplement 1. Vilnius "Technika" 2002.
- [5] Centralne Państwowe Archiwum Litwy (LCVA) R-493, ap. I, b. 183.
- [6] LCVA R-493, ap. I, b. 192
- [7] LCVA R-493, ap. I, b. 188
- [8] LCVA R-493, ap. I, b. 190

Contribunon of professor A. Rozenbliumas to the theory of reinforced concrete

Summary: professor, Doctor Habil Anatolijus Rozenbliumas created an original theory of calculating the reinforced concrete deformations. The theory was recognized by the most outstanding specialists in this field in the former Soviet Union and abroad. The professor raised a school of researchers on based reinforced concrete structures, the members of which have developed research on structural engeneering in Lithuania.

Keywords: section though crack, height of crack, diagram of tension al stresses, curvature, deformation

Vadim Nikitin, Beata Backiel-Brzozowska, Michał Bołtryk

Wpływ temperatury wypalania na współczynnik sorpcji wody i parametry struktury porowatości ceramiki

Streszczenie: W pracy przeprowadzono doświadczalno-statystyczną ocenę wpływu maksymalnej temperatury wypalania na współczynnik sorpcji wody, porowatość aktywną oraz warunkowy średni promień porów próbek ceramicznych przygotowanych w warunkach laboratoryjnych. Ustalono statystycznie istotny wpływ temperatury wypalania próbek ceramicznych w zakresie 950-1050°C na współczynnik sorpcji wody oraz porowatość aktywną odgrywającą pewną rolę w procesie wchłaniania kapilarnego wody.

Słowa kluczowe: tworzywo ceramiczne, współczynnik sorpcji wody, gęstość pozorna, analiza statystyczna

Wstęp

Trwałość kapilarno-porowatych materiałów budowlanych, eksploatowanych w warunkach oddziaływania środowiska wilgotnego, w znacznej mierze uwarunkowana jest intensywnością procesu kapilarnego wchłaniania wody, który zachodzi w porach tych materiałów. Do scharakteryzowania kapilarności często wykorzystuje się współczynnik sorpcji wody A [1, 2, 3 itd.], który dla każdego konkretnego materiału wyznacza się na podstawie danych doświadczalnych. Znając wartość współczynnika A , można rozwiązywać rozmaite zagadnienia, na przykład obliczyć współczynnik przenoszenia wilgoci w stanie ciekłym i porowatość aktywną, odgrywającą rolę w kapilarnym podciąganiu wilgoci. Za pomocą współ-

czynników opisujących kapilarność można również ocenić mrozoodporność wyrobów ceramiki budowlanej [4, 5].

Charakter porowatości tworzyw ceramicznych, a więc wartość współczynnika sorpcji wody, zależy od składu masy ceramicznej i parametrów technologicznych procesu produkcji wyrobów. Zmieniając parametry technologiczne, można sterować wartością współczynnika sorpcji. Jednak w literaturze brakuje ilościowej oceny odpowiednich zależności.

W pracy przeprowadzono doświadczalno-statystyczną ocenę wpływu maksymalnej temperatury wypalania na współczynnik sorpcji wody, porowatość aktywną oraz warunkowy średni promień porów próbek przygotowanych z masy ceramicznej jednakowego składu.

1. Metoda badań

W badaniu wykorzystano przygotowane w warunkach laboratoryjnych prostopadłościennie próbki ceramiczne, których rozmiary wynosiły średnio $4,8 \times 4,8 \times 23$ cm. Kształtki formowano metodą plastyczną z masy ceramicznej składającej się z ilu zastoiskowego z Lewkowa Starego (85% masy suchych składników) oraz piasku kwarcowego (15%). Charakterystykę surowców przedstawiono w pracy [6].

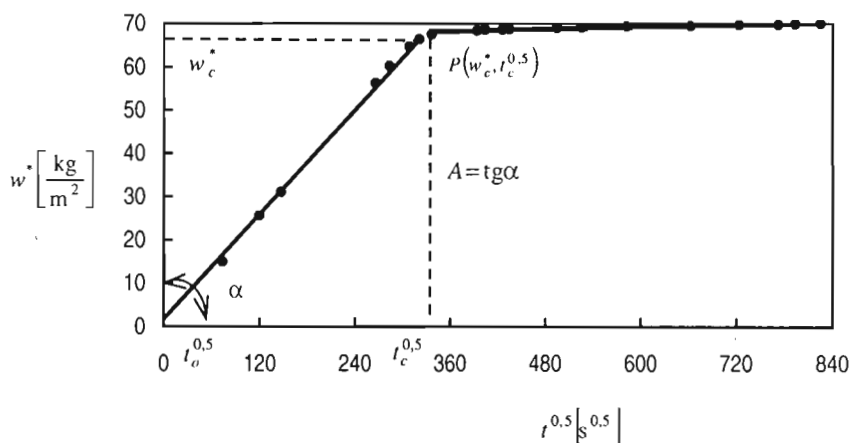
Przygotowano 12 próbek, które po wysuszeniu w warunkach naturalnych wypalono w piecu elektrycznym. Jednorazowo w piecu znajdowały się 4 kształtki. Maksymalna temperatura wypalania, rozpatrywana na trzech poziomach, wynosiła: 950, 1000 i 1050°C. Prędkość podnoszenia temperatury w piecu do wartości maksymalnej wynosiła 2°C/min. Z tą samą prędkością przeprowadzano również studzenie pieca po 2 godzinach przetrzymywania próbek w maksymalnej temperaturze wypalania.

Po wyznaczeniu gęstości pozornej tworzyw ceramicznych ρ_o powierzchnię prostopadłościannów, z wyjątkiem dolnej podstawy, zaizolowano parafiną i wyznaczono masę początkową próbki m_o . Następnie kształtki ustawiono pionowo w kuwecie z wodą destylowaną, tak aby ich zanurzenie nie przekraczało 1 cm. Podciąganie kapilarne zachodziło przez dolną, niezabezpieczoną powierzchnię próbki. Zmianę masy próbek w czasie $\Delta m_t = m_t - m_o$ określano metodą wagową z dokładnością do 0,01 g.

Istotnym etapem eksperymentu był odpowiedni dobór wysokości badanych próbek h . W celu uzyskania precyzyjnej oceny współczynnika sorpcji wody A wysokość próbki powinna być porównywalna z największym wymiarem wyrobu

ceramicznego i jednocześnie nie może być mniejsza niż maksymalna wysokość podciągania kapilarnego wody. Przy tak spełnionych warunkach czas kapilarnego podciągania wody t_c , a zatem czas badania będzie maksymalny. Aby skrócić czas badania, można zmniejszyć wysokość próbek. Dwukrotne zmniejszenie wysokości próbek badawczych powoduje w przybliżeniu czterokrotne skrócenie czasu, w ciągu którego front zawilgocenia dotrze do górnej powierzchni próbki. Jednocześnie przy nadmiernie zmniejszonej wysokości próbki uzyskane wartości współczynnika A mogą być obciążone zbyt dużymi błędami. Dokładniej zagadnienie doboru wysokości próbek opisano między innymi w pracy [2]. Autorzy przeprowadzili specjalne badania wstępne, w których ustalono, że przyjęta wysokość próbek $h = 23$ cm, wypalonych w temperaturze 950, 1000 i 1050°C nie przekracza maksymalnej wartości wysokości podciągania kapilarnego wody.

W celu wyznaczenia współczynnika sorpcji wody A każdą zmierzoną wartość przyrostu masy Δm , podzielono przez pole powierzchni przekroju poprzecznego próbki s , wyznaczając przyrost wilgotności w^* , i w sposób graficzny zilustrowano zależności w^* od czasu t do potęgi 0,5 ($t^{0,5}$). Jako przykład na rys. 1 pokazano wyniki realizacji procedury dla jednej z czterech próbek wypalonych w temperaturze 1000°C. Analogiczne wyniki uzyskano dla pozostałych 11 próbek.



Rys. 1. Kinetyka kapilarnego podciągania wody próbki ceramicznej, wypalonej w temperaturze 1000°C, o gęstości pozornej $\rho_o = 1803 \text{ kg/m}^3$ i wysokości $h = 0,2271 \text{ m}$

Jak widać na rys. 1 proces przyrostu wilgotności próbek w przyjętym układzie współrzędnych może być opisany równaniem dwóch prostych o różnych współczynnikach kątowych. Proste przecinają się w punkcie $p(w_c, t_c^{0.5})$, dzieląc proces przyrostu wilgotności na 2 odcinki. Prosta charakteryzująca się większym współczynnikiem kątowym może nie przechodzić przez początek układu współrzędnych i przecinać oś poziomą w punkcie $(0, t_o^{0.5})$. Jak wyjaśnia autor pracy [2], ma to związek z wpływem procesu zwilżania na kapilarne wchłanianie wody w ciągu pierwszych dziesięciu, dwudziestu sekund badania (tzw. faza adaptacji).

Przyrost wilgotności próbek zachodzi, z dowolną prędkością, aż do momentu, w którym front wody dosięgnie górnej powierzchni próbki. Wilgotność objętościową próbki w_c , czyli masę wody wchłoniętą przez jednostkę objętości materiału suchego w rezultacie podciągania kapilarnego wyznacza się ze wzoru:

$$w_c = w_c^* / h, \quad (1)$$

w którym h – wysokość próbki.

Woda w jednostce objętości materiału zajmie objętość:

$$\Psi_c = w_c / \rho_w, \quad (2)$$

gdzie ρ_w – gęstość wody.

Po zakończeniu procesu podciągania kapilarnego można zaobserwować bardzo nieznaczny wzrost wilgotności materiałów. Zjawisko to związane jest z rozpuszczaniem powietrza znajdującego się w porach, które nie odgrywały żadnej roli w procesie kapilarnego podciągania wody [1, 7].

Współczynnik sorpcji wody A wyznacza się jako tangens kąta nachylenia prostej przechodzącej przez punkty doświadczalne pierwszego etapu podciągania kapilarnego wody do osi poziomej $t^{0.5}$. Na podstawie danych doświadczalnych,

zamieszczonych na rys. 1, ustalono, że $A = 0,2 \frac{kg}{m^2 \cdot s^{0.5}}$. Należy zauważyć, że

punkty są skupione wokół prostej wówczas, gdy porowatość próbek w kierunku podciągania kapilarnego wody jest dostatecznie jednorodna. Obecność w wyrobach ceramicznych niejednorodności w postaci warstw i szczelin istotnie zmienia wartość współczynnika sorpcji wody A [8, 9].

Porowatość aktywna materiału ceramicznego ϕ_a uwzględnia tylko objętość porów wypełnionych wodą w rezultacie wchłaniania kapilarnego, dlatego wilgot-

ność objętościowa materiału ψ_c i aktywna porowatość ϕ_a mają wartości jednako-
kowe:

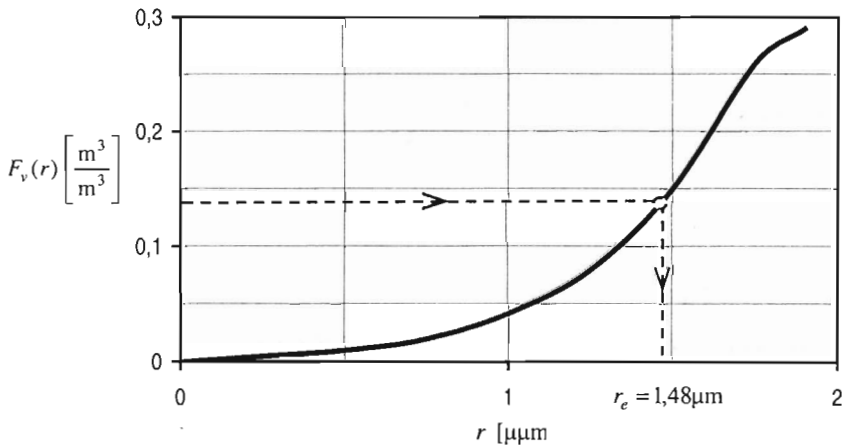
$$\phi_a = \psi_c = \frac{w_c}{\rho_w} \quad (3)$$

Wilgotność objętościowa rozpatrywanej próbki $w_c = 288 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, wówczas $\phi_a = 0,288 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$. Jednocześnie ϕ_a można obliczyć ze wzoru:

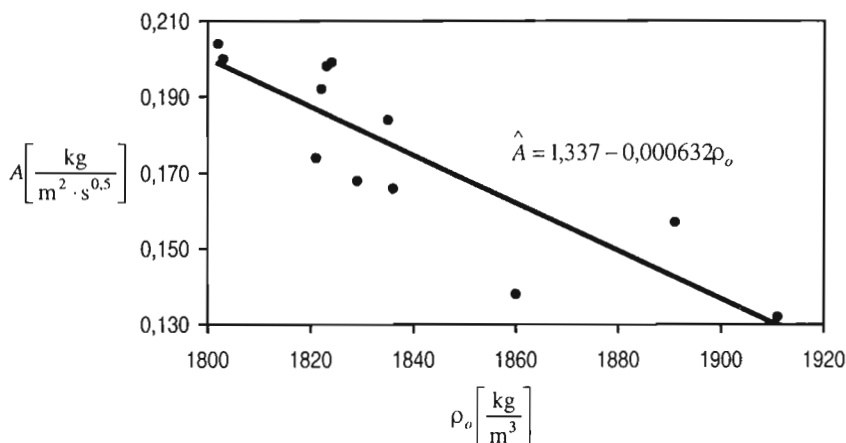
$$\phi_a = \frac{A(t_c^{0,5} - t_o^{0,5})}{\rho_w \cdot h} \quad (4)$$

gdzie $t_c^{0,5}$ i $t_o^{0,5}$ zaznaczono na rys. 1.

Aby wyznaczyć średni warunkowy promień kapilar porowatości aktywnej ϕ_a , wykorzystano metodę eksperymentalno – obliczeniową, opisaną w pracy [10]. Obliczono wartości całkowane funkcji rozkładu objętości porów po promieniu $F_v(r)$ i wykonano wykres zależności. Wyznaczono medianę rozkładu, ustalając graficznie wartość warunkowego średniego promienia porów r_e . Na rys. 2 zamieszczono przykład wyznaczenia promienia r_e analizowanej próbki ceramicznej, z którego wynika, że $r_e = 1,48 \mu\text{m}$.



Rys. 2. Skumulowana objętość porów po promieniu dla próbki ceramicznej o gęstości pozornej 1803 kg/dm^3



Rys. 3. Korelacja pomiędzy wartościami współczynnika sorpcji wody i gęstością pozorną badanych tworzyw ceramicznych

2. Analiza danych

Przeprowadzono analizę korelacji danych z prób, w wyniku której wykazano dwie statystycznie istotne zależności korelacyjne. Najściślej powiązane są wartości losowe A (współczynnik sorpcji wody) oraz ρ_o (gęstość pozorną materiału ceramicznego). Ogólny obraz zależności w postaci pola korelacyjnego, składającego się z 12 punktów przedstawiono na rys. 3.

Na podstawie danych przedstawionych na rys. 3 obliczono empiryczny współczynnik korelacji liniowej $r = -0,859$ oraz wyznaczono wartości współczynników przybliżonej regresji liniowej $b_o = 1,337$ i $b_1 = -0,632 \cdot 10^{-3}$. Wtedy równanie prostej regresji A po ρ_o ma postać:

$$\hat{A} = 1,337 - 0,000632\rho_o. \quad (5)$$

Weryfikując hipotezę o statystycznej istotności zależności pomiędzy A i ρ_o przyjęto, że rozkład cech losowych A i ρ_o w populacji generalnej jest normalny. W analizowanym przypadku empiryczny współczynnik korelacji r znacznie różni się od zera, jeżeli spełniona jest nierówność [11]:

$$t_e = \frac{|r|\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} > t_{\alpha, \gamma}, \quad (6)$$

w której $t_{\alpha, \gamma}$ jest wartością krytyczną rozkładu t-Studenta o stopniach swobody $\gamma = n - 2$, wyznaczaną na poziomie istotności α . Przy najczęściej przyjmowanym w badaniach inżynierskich poziomie istotności $\alpha = 0,05$ uzyskano relację $t_e = 5,307 > t_{0,05;10} = 2,228$, która jest spełniona również przy $\alpha = 0,01$ oraz $\alpha = 0,001$. Istotność związku pomiędzy losowymi parametrami A i ρ_o nie budzi wątpliwości. Ponadto regresję (5) charakteryzuje bliska 1 wartość współczynnika determinacji $R^2 = r^2 = 0,738$. Interpretacja statystyczna tego wyniku oznacza, że zmiana wartości współczynnika A próbek ceramicznych w 74% jest zdeterminowana zmianą wartości ich gęstości pozornej ρ_o . Równanie regresji (5) można więc wykorzystać do prognozowania współczynnika A na podstawie gęstości pozornej ρ_o .

Ponadto ustalono statystycznie istotną zależność korelacyjną pomiędzy porowatością aktywną materiału ϕ_a i jego gęstością pozorną ρ_o . Zależność tę charakteryzuje ujemny współczynnik korelacji liniowej $r = -0,747$, który istotnie różni się od 0 na poziomie istotności $\alpha = 0,05$ oraz $\alpha = 0,01$ i wskazuje na spadek porowatości aktywnej przy wzroście gęstości pozornej próbek ceramicznych. Taka zależność statystyczna ma związek z procesem spiekania masy ceramicznej podczas wypalania. Zależność średnich wartości $\bar{A}$, $\bar{\phi}_a$, $\bar{\rho}_o$ od temperatury wypalania pokazuje, że dla rozpatrywanej masy ceramicznej proces spiekania zachodzi najbardziej intensywnie w temperaturze powyżej 1000°C.

Głównym celem pracy jest ocena statystyczna wpływu maksymalnej temperatury wypalania na charakterystyki próbek A , ϕ_a , ρ_o . Analizę można przeprowadzić wykorzystując różne metody statystyczne. Autorzy postawili zagadnienie porównania wartości średnich $\bar{A}(T)$, $\bar{\phi}_a(T)$, $\bar{\rho}_o(T)$ wyznaczonych z n – elementowych prób ($n=4$), przy trzech poziomach temperatury wypalania T (950, 1000, 1050°C). Po wykazaniu statystycznie znaczących różnic pomiędzy średnimi z prób można mówić o istnieniu wpływu temperatury na rozpatrywane charakterystyki. Porównując średnie z więcej niż dwóch niezależnych prób, najlepiej jest wykorzystać analizę wariancji.

Analizowane wartości A , ϕ_a i r_e przedstawiono w tablicy 1. Wyniki realizacji procedury obliczeniowej jednoczynnikowej analizy wariancji dla współczynnika sorpcji wody A w postaci wartości średnich kwadratów odchyłeń MST

(dla temperatury) oraz MSE (dla błędu) przedstawiono w tabelicy 2. Relacje pomiędzy wartościami odchyłeń umożliwiają sformułowanie wniosku statystycznego o wpływie temperatury wypalania na współczynnik sorpcji wody A .

Tabela 1. Indywidualne i średnie wartości współczynnika sorpcji wody $A \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}^{0,5}} \right]$, porowatości aktywnej $\phi_a \left[\frac{\text{m}^3}{\text{m}^3} \right]$ oraz warunkowego średniego promienia porów $r_c [\mu\text{m}]$ próbek ceramicznych

Nr elem. z próby losowej	Maksymalna temperatura wypalania								
	950°C			1000°C			1050°C		
	A	ϕ_a	r_c	A	ϕ_a	r_c	A	ϕ_a	r_c
1	0,168	0,300	0,72	0,157	0,280	1,05	0,132	0,206	2,20
2	0,174	0,287	1,55	0,204	0,305	2,66	0,138	0,247	1,25
3	0,198	0,306	2,17	0,200	0,290	1,47	0,184	0,259	1,93
4	0,192	0,291	1,48	0,199	0,281	1,18	0,166	0,248	1,14
Wartości średnie	0,183	0,296	1,48	0,190	0,289	1,59	0,155	0,240	1,63

Tabela 2. Analiza wariancji danych Tabelicy 1 dla współczynnika A

Źródła zmienności	Suma kwadratów odchyłeń	Stopnie swobody	Średni kwadrat odchyłeń
Temperatura	$SST = 2744 \cdot 10^{-6}$	2	$MST = 1372 \cdot 10^{-6}$
Błąd losowy	$SSE = 3858 \cdot 10^{-6}$	9	$MSE = 428,7 \cdot 10^{-6}$
Ogółem	$SSC = 6602 \cdot 10^{-6}$	11	

Z tabelicy 1 wyznaczono kryterium F : $F = \frac{MST}{MSE} = \frac{1372 \cdot 10^{-6}}{428,7 \cdot 10^{-6}} = 3,20$

i porównano z wartością krytyczną $F_{\alpha, \gamma_1, \gamma_2}$ odczytaną z tablic F-rozkładu przy wybranym poziomie istotności $\alpha = 0,10$ i stopniach swobody $\gamma_1 = 2$ (dla MST) i $\gamma_2 = 9$ (dla MSE). Wyznaczono $F_{0,10;2;9} = 3,01$. Ponieważ $F = 3,20 > 3,01 = F_{0,10;2;9}$ można przyjąć, z prawdopodobieństwem błędu równym 10%, że zmiany maksymalnej temperatury wypalania w zakresie 950-1050°C statystycznie znacząco wpływają na współczynnik sorpcji wody A rozpatrywanych próbek ceramicznych i nie mniej niż dla jednej pary wartości średnich $\bar{A}$ różnica jest istotna.

Aby ustalić, która para średnich wartości współczynnika A charakteryzuje się statystycznie istotną różnicą, wykorzystano procedurę opartą na wyznaczaniu najmniejszej istotnej różnicy NIR zgodnie ze wzorem [11]:

$$NIR = t_{\alpha, \gamma} \sqrt{MSE \left(\frac{1}{n_i} + \frac{1}{n_j} \right)}, \quad (7)$$

w którym $t_{\alpha, \gamma}$ – wartość krytyczna rozkładu t-Studenta przy wybranym poziomie istotności α i liczbie stopni swobody γ średniego kwadratu odchyłeń MSE, a n_i i n_j to liczba elementów w i-tej oraz j-tej próbie losowej.

Jeżeli dla dwóch różnic spełniona jest nierówność:

$$|\bar{A}_i - \bar{A}_j| \geq NIR, \quad (8)$$

to różnice pomiędzy tymi średnimi są statystycznie istotne. W analizowanym przypadku uzyskano $t_{0,10;9} = 1,833$; $MSE = 428,7 \cdot 10^{-6}$; $n_i = n_j = 4$ ($i \neq j$). Wówczas

$$NIR = 1,833 \sqrt{428,7 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{4} \right)} = 0,027. \quad (9)$$

Przy takiej wartości NIR nierówność (8) jest spełniona dla dwóch par średnich, między którymi różnica wynosi $\bar{A}(950) - \bar{A}(1050) = 0,028$ i $\bar{A}(1000) - \bar{A}(1050) = 0,035$. Przy poziomie istotności $\alpha = 0,10$ można więc przyjąć, że przy zwiększeniu temperatury wypalania z 950 do 1050°C oraz z 1000 do 1050°C współczynnik sorpcji wody A znacznie się zmniejsza. Należy również wykazać, że różnica $\bar{A}(1000) - \bar{A}(1050) = 0,035$ jest istotna statystycznie przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$. Przy weryfikacji hipotezy o istnieniu znacznych różnic pomiędzy parami średnich nie można opierać się jedynie na F-kryterium.

Według przedstawionego schematu przeprowadzono analizę danych dotyczących porowatości aktywnej ϕ_a . Wyniki analizy wariancji przedstawiono w tablicy

3, z której obliczono $F = \frac{MST}{MSE} = \frac{3724 \cdot 10^{-6}}{250,4 \cdot 10^{-6}} = 14,87$. Przy wybranym poziomie

istotności $\alpha = 0,05$ stosunek jest większy niż wartość krytyczna $F_{0,05;2;9} = 4,26$, co pozwala potwierdzić hipotezę o statystycznie istotnym wpływie temperatury wypalania na porowatość aktywną próbek ceramicznych i stwierdzić, że porowatość zmniejsza się wraz ze wzrostem temperatury wypalania.

Tablica 3. Analiza wariancji danych Tablicy 1 dla porowatości aktywnej ϕ_a

Źródła zmienności	Suma kwadratów odchyleń	Stopnie swobody	Średni kwadrat odchyleń
Temperatura	$SST = 7448 \cdot 10^{-6}$	2	$MST = 3724 \cdot 10^{-6}$
Błąd losowy	$SSE = 2254 \cdot 10^{-6}$	9	$MSE = 250,4 \cdot 10^{-6}$
Ogółem	$SSC = 9702 \cdot 10^{-6}$	11	

Przy $\alpha = 0,05$ wartość najmniejszej istotnej różnicy $NIR = 0,0253$. Na tej podstawie można stwierdzić, że wzrost temperatury wypalania w zakresie 950-1000°C nie powoduje znaczącej zmiany porowatości aktywnej próbek, w przeciwieństwie do dalszego podnoszenia maksymalnej temperatury wypalania o 50°C, którego rezultatem jest istotny statystycznie spadek wartości porowatości.

Rezultatem podwyższenia temperatury wypalania jest wzrost wartości średniego warunkowego promienia porów r_e (tablica 1). Efekt ten odpowiada danym pracy [12, 13, 14 itd.]. Jednakże autorzy nie mieli podstaw do podobnego wniosku bazującego na analizie statystycznej ze względu na dużą wariancję wartości r_e , spowodowaną działaniem niektórych czynników o charakterze losowym. Aby ustalić zależność pomiędzy temperaturą wypalania i średnim warunkowym promieniem porów, trzeba przeprowadzić dalsze badania.

Podsumowanie

Ustalono statystycznie istotny wpływ temperatury wypalania próbek ceramicznych wykonanych z surowca jednokowego składu w zakresie 950-1050°C na współczynnik sorpcji wody oraz porowatość aktywną tworzywa, w której zachodzi proces wchłaniania kapilarnego wody. Ze wzrostem temperatury wypalania wartość tych parametrów zmniejsza się. Wykazano, że efekt przejawia się na ogół przy podwyższeniu temperatury z 1000 do 1050°C.

Sformułowano zależność statystyczną, umożliwiającą prognozowanie wartości współczynnika sorpcji wody na podstawie gęstości pozornej badanego tworzywa ceramicznego.

Literatura

- [1] Krus M., Holm A., *Simple methods approximate the liquid transport coefficients describing the absorption and drying process*. Proceedings of the 5-th Symposium "Building Physics in the Nordic Countries" Göteborg, 24-26.08.1999, 241-248.
- [2] Janz M., *Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels*. Report TVBM-3076, Division of Building Materials, Lund Institut of Technology (in Swedish), 1997, 73
- [3] Mukhopadhyaya P., Kumaran K., Normandin N., Goudreau P., *Effect of surface temperature on water absorption coefficient of building materials*. Journal of Thermal Envelope and Building Science, v.26, nr 2, Oct. 2002, 179-195.
- [4] Żygadło M., Piasta Z., *Prognozowanie mrozoodporności ceramicznych materiałów budowlanych na podstawie ich właściwości kapilarnych*. Inżynieria i Budownictwo Nr 2, 1989, 56-57.
- [5] Mačiulajtis R., Kičaitė A., Nagrockienė D., Kudabienė G., *Evaluation of service frost resistance of ceramic facing tiles*. Journal of Civil Engineering and Management, Vilnius: Technika, 2004, Vol. X, Nr 4, 285-293.
- [6] Bołtryk M., Nikitin V. I., Backiel-Brzozowska B., *Optymalizacja ilości i składu granulometrycznego piasku oraz temperatury wypału ceramiki ściennej pod kątem wytrzymałości na ściskanie*. Polski Biuletyn Ceramiczny: Ceramika/Ceramics Vol. 80, 2003, s. 587-592.
- [7] Roels S., *Modelling unsaturated moisture transport in heterogeneous limestone*. D/2000/7515/33. Katholieke Universiteit Leuven Faculteit Toegepaste Wetenschappen. Leuven (Belgium), 2000, 213;
- [8] Roels S., Vandersteen K. Carmeliet J., *Measuring and simulating moisture uptake in a fractured porous medium*. Advances in Water Resources 2003, 26, 237-246.
- [9] Wesołowska M., *Wpływ krętości kapilar na proces wnikania wody w materiał ceramiczny*. Materiały Konferencyjne IX Polskiej Konferencji Naukowo-Technicznej „Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce”, Łódź, 2003, 705-711.
- [10] Nikitin V. I., Backiel-Brzozowska B., Bołtryk M., *Eksperymentalno – obliczeniowa metoda wyznaczania współczynników migracji wilgoci i parametrów struktury porowatości tworzywa ceramicznego*, Polski Biuletyn Ceramiczny: Ceramika/Ceramics Vol. 84, s. 371-376.
- [11] Józwiak J., Podgórski J., *Statystyka od podstaw*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa, 2001, 550.

- [12] Pavlov V. F., *Fiziko-chimičeskie osnovy obžiga izdelij stroitel'noj keramiki*, Strojizdat, Moskva, 1977.
- [13] Piltz G., Schmidt H., Hilker E., Hesse E., *Untersuchung des Sintervorganges im grobkeramischen Scherbon durch Verfolgung der Porengrößen und Festigkeitsentwicklung* „Sprechsaal - für Keramik, Glass, Baustoffe“, 1976, Nr. 1, s. 4-12 i Nr. 3, s.128-139.
- [14] Rimkevič I. M., Martinovič N. I., Chartanovič L. V., *Issledovanie vlijanija temperatury obžiga na poristuju strukturu keramiki*. Steklo, simally i silikaty. Minsk, Wyšejšaja škola, 1977, 136-140.

Influence of firing temperature upon water sorption coefficient and parameters of porous structure of ceramic material

Summary: Statistically significant influence of firing temperature of ceramic samples upon water sorption coefficient and active porosity is developed in this paper. Samples were prepared from plastic mix consisted of plastic clay from Ceramic Factory "Lewkowo" and local river sand. The rate of firing temperature was 950-1050°C. The increase of temperature causes decres of investigated parameters. It was shown that this effect stronger in rate 1000-1050°C.

Statistical dependence which allows forecasting the value of water sorption coefficient on the ground of bulk density of ceramic material was formulated.

Keywords: ceramic material, water sorption coefficient, bulk density, statistical analysis

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2005-2006 jako projekt badawczy

Jerzy Obolewicz

System zarządzania bezpieczeństwem pracy i ochroną zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych

Streszczenie: Współczesne budownictwo wymaga nowego podejścia do problematyki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Autor proponuje podejście systemowe (model) do zagadnień bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych oraz sposób zarządzania takim systemem. Model ten Total Safety of Work Management - nazwa autorska - jest zbudowany na koncepcji Total Quality Management. Pozwala identyfikować i analizować problemy bhp w przedsiębiorstwach budowlanych.

Słowa kluczowe: budownictwo, systemy zarządzania, bezpieczeństwo i ochrona zdrowia

Motto:

„Postęp technologiczny i silna presja konkurencji powodują gwałtowne zmiany warunków pracy, procesów pracy oraz organizacji pracy.... Organizacje muszą być zdolne do ciągłego stawienia czoła wyzwaniom w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy oraz do skutecznego reagowania w formie dynamicznych strategii zarządzania. ...”

Juan Somavia

*Dyrektor Generalny Międzynarodowego Biura Pracy
Genewa 2001*

Wstęp

Dynamiczność otoczenia oraz niedające się zaplanować szybkie zmiany społeczne i gospodarcze w dziedzinie techniki, technologii i informatyki powodują, że tradycyjne zachowania w zarządzaniu ulegają przewartościowaniu. Kształtują się nowe wyzwania dotyczące sprawności i skuteczności osiągnięć cywilizacji i ich bezpiecznego wykorzystywania w praktyce dnia codziennego.

Zmiany te orientują praktyków, badaczy i teoretyków ku tworzeniu nowych systemów zarządzania, uwzględniających dynamiczność otoczenia i bezpieczne wykorzystanie zasobów przedsiębiorstwa i różnych sposobów jego organizacji. Znaczenie organizacji w działalności przedsiębiorstw podkreślał już T. Kotarbiński mówiąc „... jesteśmy narodem wybitnie uzdolnionym a jednocześnie bardzo mało wdrożonym do prac w efektywnych zespołach, do działania w więzi organizacyjnej. Przeto uprawianie znawstwa racjonalnej organizacji nam właśnie wyjątkowo dobrze może się przydać...”¹.

Zdaniem A.K. Koźmińskiego „...kończy się okres powtarzalności i rutyny. Zasadniczego znaczenia nabiera umiejętność znajdowania nowatorskich rozwiązań w nowych sytuacjach...”². Na przełomie XX i XXI wieku zmieniała się struktura i znaczenie przedsiębiorstwa w otoczeniu. Potencjałem współczesnego przedsiębiorstwa są przede wszystkim ludzie, którzy efektywnie uczestniczą w procesie zarządzania i w zorganizowany sposób zaspokajają potrzeby otoczenia, nie zawsze jednak w sposób bezpieczny. Niebezpieczne i niehigieniczne warunki pracy są coraz częściej przyczyną poważnych strat ludzkich i ekonomicznych. Nic dziwnego, że problematyka bezpieczeństwa staje się przedmiotem większego zainteresowania i coraz częściej mówi się o systemach *bhp* i o potrzebie systemowego nimi zarządzania.

System bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie budowlanym

Rozumienie systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników wykonujących prace budowlane bywa różne. Na ogół przyjmuje się, że jest równoznaczne z dawnym *bhp* i dostosowaniem się do wymagań zawartych w określonych przepisach; w wielu wypadkach jest ono wręcz utożsamiane z przepisami i normami bezpieczeństwa i higieny pracy.

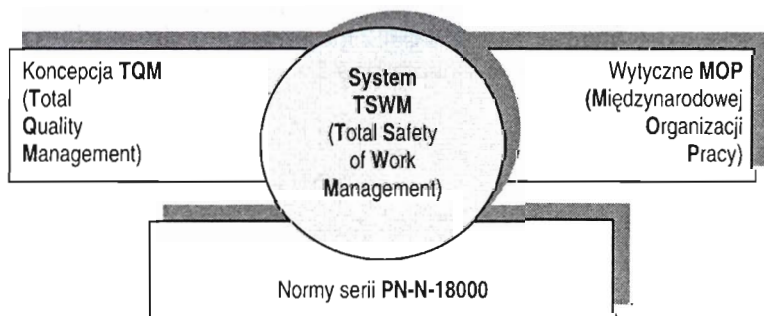
W polskiej normie PN-N –18001 [1] system zarządzania w przedsiębiorstwie zdefiniowano jako część ogólnego systemu zarządzania organizacją, która obejmuje kompozycję o różnym stopniu złożoności zasobów, personelu, procedur potrzebnych do opracowania wdrożenia, realizowania, przeglądu i utrzymywania polityki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. System składa się więc z elementów,

¹ J. Obolewicz, J.Szlendak., Podręcznik: *Podstawy organizacji, zarządzania i pracy kierowniczej*, Wszechnica Mazurska, Olecko, 2002

² A. K. Koźmiński, W. Piotrowski *ZARZĄDZANIE teoria i praktyka*, PWN, Warszawa, 1999

których współdziałanie służy odpowiedniemu wykorzystaniu posiadanych zasobów, aby osiągnąć ustalone cele. Sposób projektowania i funkcjonowania takiego systemu może być bardzo różny. Podstawowe zasady postępowania obowiązujące w systemie, skierowane na zapewnienie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników, zawarte są w przepisach prawnych i to one kształtują systemy *bhp* w przedsiębiorstwach [2]. Potrzeba zapewnienia bezpiecznych i zdrowych warunków pracy i życia została również dostrzeżona w polskiej koncepcji Total Quality Management [3]. Jednak zagadnienia te nie były uwzględniane w dostatecznym stopniu. Dokumentem regulującym zasady systemowego zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w skali międzynarodowej są wytyczne [4], opracowane przez Międzynarodową Organizację Pracy (MOP). Podstawy do projektowania i wdrażania systemów zarządzania *bhp* w polskich przedsiębiorstwach zapewniają normy serii PN-N-18000. Wymienione wyżej unormowania i wytyczne opracowano w celu upowszechnienia zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w różnego rodzaju przedsiębiorstwach, także budowlanych, bez względu na ich wielkość, rodzaj działalności, czy strukturę organizacyjną. Zawarto w nich przede wszystkim wymagania minimalne, których spełnienie zapewnia uporządkowanie i utrzymanie efektywnego systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia na poziomie podstawowym.

Zdaniem autora, przedsiębiorstwa budowlane, które chcą wprowadzać systemy *bhp* w sposób skuteczny, powinny w jak najszerszym stopniu wykorzystywać dotychczasowe praktyki i stosować podejście modelowe. Proponowanym podejściem jest **Total Safety of Work Management (TSWM)**. Model TSWM (nazwa autorska) został zbudowany na koncepcji Total Quality Management (TQM), wytycznych Międzynarodowej Organizacji Pracy (MOP) oraz norm serii PN-N-18000 (rys.1).



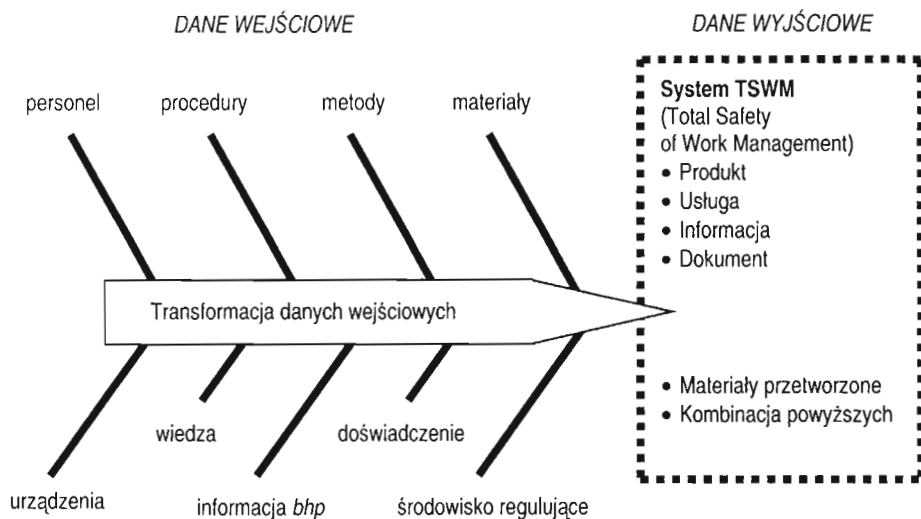
Rys. 1. System Total Safety of Work Management jako integracja Total Quality Management, wytycznych Międzynarodowej Organizacji Pracy, norm serii PN-N-18000

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [3,4,5]

Jest on współczesną koncepcją, zakładającą dążenie przedsiębiorstwa do osiągnięcia sukcesu gospodarczego przez wykorzystanie zaawansowanych metod, technik i narzędzi zarządzania oraz ciągłe doskonalenie wszelkich działań i procesów ukierunkowanych na zaspokojenie oczekiwań klientów zewnętrznych i wewnętrznych ze szczególną troską o pełną harmonię w zakresie bezpieczeństwa i warunków pracy. Przedsiębiorstwa wdrażające TQM powinny dążyć do systemowego i skutecznego zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia [3]. Obok procesu produkcyjnego realizuje się w przedsiębiorstwie budowlanym wiele innych procesów, jak np. proces zarządzania przedsiębiorstwem, proces realizacji budżetu, proces zaopatrzenia, proces szkolenia, czy proces zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia.

W każdym przypadku przez pojęcie *proces* należy rozumieć transformację czynników (danych) wejściowych na czynniki (dane) wyjściowe. Do danych wejściowych zaliczyć można: umiejętności, wiedzę i zaangażowanie ludzi, materiały, metody, infrastrukturę techniczną, organizację i zarządzanie, jak również otoczenie (środowisko bliższe i dalsze). Dane wejściowe mogą mieć postać wyrobu materialnego, oprogramowania, informacji, czy systemu. Przekształcenie elementów wejściowych w elementy wyjściowe w procesie transformacji wymaga zastosowania właściwego i efektywnego systemu zarządzania tym procesem. Do zobrazowania procesu budowy koncepcji systemu **TSWM** wykorzystano diagram przyczynowo-skutkowy (diagram Isikawy), połączony z wykorzystaniem wiedzy personelu analizowanego przedsiębiorstwa. Wiedza personelu pozwala zestawić możliwe przyczyny wyjaśniające skutek oraz analizować te przyczyny.

Zaproponowana koncepcja pozwala wytypować i pogrupować znaczące czynniki albo przyczyny wpływające na założony skutek, porządkuje wiedzę o specyficznym, ściśle sprecyzowanym problemie i nadaje mu przejrzystą strukturę. Przykładowy schemat organizacyjny procesu zaproponowany dla zbudowania i utrzymania systemu **TSWM** przedstawiono na rys.2.



Rys. 2. Schemat organizacyjny procesu jako transformacji danych wejściowych na dane wyjściowe

Źródło: opracowanie własne na podstawie [5]

Każdy system **TSWM** powinien być monitorowany, analizowany i modyfikowany, by można było poprawić jego efektywność w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia.

W tym celu w systemie wyróżniono cztery poziomy i trzy obszary (rys.3).

		Obszary systemu TSWM (Total Safety of Work Management)		
		Praktyka zarządzania	Zarządzanie normatywne	Meta-zarządzanie
Poziomy systemu TSWM (Total Safety of Work Management)	Poziom globalny (4)	L	K	J
	Poziom makro (3)	I	H	G
	Poziom mezo (2)	F	E	D
	Poziom mikro (1)	A	B	C

Rys. 3. Struktura macierzowa systemu Total Safety of Work Management

Źródło: Opracowanie własne

Proponowane ujęcie macierzowe systemu Total Safety of Work Management umożliwia analizowanie problemów:

a) w obszarach zarządzania:

- **praktyki zarządzania** – obejmuje identyfikację działań w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia pracowników;
- **zarządzania normatywnego** – zajmuje się konstruowaniem zasad dotyczących ludzkiego postępowania w procesie zarządzania, wartościami, wzorcami i normami w celu tworzenia i użytkowania systemu;
- **metazarządzania** – dotyczy metodologii zarządzania, rozumianej jako dziedzina nauki zajmująca się metodami badań systemu zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia.

b) na poziomach zarządzania:

- **poziom mikro** – poziom zachowań pracowników na budowach;
- **poziom mezo** – poziom zachowań organizacji – przedsiębiorstwa budowlanego;
- **poziom makro** – poziom gospodarki krajowej;
- **poziom globalnym** – poziom w wymiarze globalnym, np. Unii Europejskiej.

W każdym wypadku analizowanie elementów systemu **TSWM** traktowane jest jako proces planowania, organizowania, wykonania i kontrolowania.

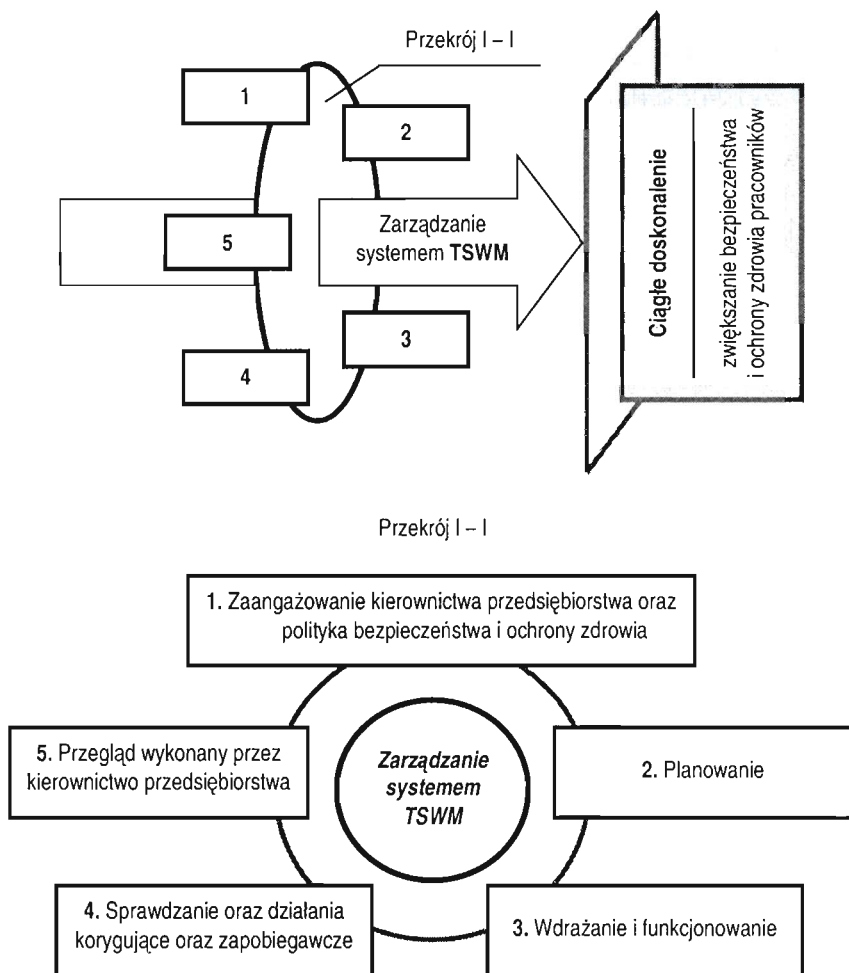
Przykładowo, analizując element „**A**” macierzy (rys. 3), identyfikujemy i analizujemy bezpieczeństwo i ochronę zdrowia pracowników na budowie, np. stosując przegląd stanu bhp [6]; analizując element „**B**” należy uwzględnić rozporządzenie MI z dnia 23 czerwca 2003 r. w sprawie informacji dotyczącej bioz i planu bioz [7]; przy elemencie „**K**” – Wytyczne ILO-OSH2001 oraz dyrektywy UE [8]; przy elemencie „**H**” – normy serii PN-N-18000.

Ujęcie systemowe problematyki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w budownictwie umożliwia identyfikację i analizę problemów w określonych obszarach i poziomach systemu.

Zarządzanie systemem Total Safety of Work Management

Zarządzanie w znaczeniu potocznym oznacza osiąganie celów przy pomocy ludzi i środków. W odniesieniu do systemu Total Safety of Work Management oznacza działania zmierzające do osiągnięcia określonego stanu warunków i organizacji pracy oraz zachowań pracowników, zapewniające wymagany poziom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia przed zagrożeniami występującymi w środowisku

pracy. Jednym ze sposobów zapewnienia takiego stanu bezpieczeństwa jest podejście systemowe. Proponowany model zarządzania systemem TSWM (rys. 4) został opracowany z wykorzystaniem cyklu ciągłego doskonalenia - cyklu Deminga. Jest on zgodny z systemami zarządzania jakością (ISO 9000: 2000), zarządzania środowiskiem (ISO 14001:1999) oraz z normą PN-N-18001:1999.



Rys. 4. Model systemu zarządzania Total Safety of Work Management

Źródło: opracowanie własne

Schemat pokazany na rys. 4 oznacza, że zarządzanie systemem w przedsiębiorstwie musi odbywać się w określonym cyklu, obejmującym: zaangażowanie kierownictwa przedsiębiorstwa oraz politykę bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, planowanie, wdrażanie i funkcjonowanie, sprawdzanie, działania korygujące i zapobiegawcze oraz przegląd wykonany przez kierownictwo przedsiębiorstwa.

Zaangażowanie kierownictwa przedsiębiorstwa i polityka bezpieczeństwa i ochrony zdrowia

Dla wdrożenia systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwie, niezbędne jest przywództwo naczelnego kierownictwa przedsiębiorstwa, które obejmuje zaangażowanie w działania na rzecz bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. Działania te w szczególności powinny dotyczyć:

- a) zapewnienia wszelkich wymaganych zasobów,
- b) określenia i aktualizowania polityki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia,
- c) przeprowadzania okresowych przeglądów systemu.

Każde przedsiębiorstwo musi prowadzić własną politykę bezpieczeństwa i ochrony zdrowia i ogłosić ją wszystkim pracownikom. Powinna ona wyrażać zobowiązania przedsiębiorstwa do zachowań takich jak:

1. zapobieganie wypadkom przy pracy i chorobom zawodowym,
2. dążenie do stałej poprawy bezpieczeństwa i ochrony zdrowia,
3. spełnianie wymagań przepisów prawnych oraz innych wymagań dotyczących organizacji,
4. ciągłe doskonalenie działań w zakresie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia,
5. zapewnianie odpowiednich zasobów i środków do wdrażania tej polityki,
6. podnoszenie kwalifikacji oraz uwzględnianie roli pracowników i ich angażowania do działań na rzecz bezpieczeństwa i ochrony zdrowia.

Planowanie

Po ustaleniu polityki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia przedsiębiorstwo musi zaplanować sposób, w jaki zamierza ją wdrożyć. Plany działań powinny być udokumentowane w formie odpowiadającej metodom stosowanym w przedsiębiorstwie. Proces planowania obejmuje takie czynności jak: przegląd wstępny, ocena ryzyka, opracowanie identyfikacji zagrożeń i działań korygujących, ustalenie celów ogólnych i szczegółowych i zaplanowanie działań. Szczegółowy zakres poszczególnych czynności przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Szczegółowy zakres czynności procesu planowania wdrażania systemu TSWM w przedsiębiorstwie

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
1	Przegląd wstępny	W przeglądzie wstępnym należy zwrócić uwagę na takie działania jak: • identyfikacja wymagań wynikających z przepisów w odniesieniu do działań przedsiębiorstwa, a w szczególności do stanowisk pracy oraz wyrobów i usług podlegających jego nadzorowi lub tych, na które może wpłynąć • identyfikacja zagrożeń występujących na stanowiskach pracy w przedsiębiorstwie oraz innych zagrożeń związanych, wyrobami lub usługami, które może nadzorować, na które może wpływać • sprawdzenie wszystkich stosowanych sposobów postępowania w zakresie zarządzania systemem TSWM • analizę danych dotyczących zaistniałych w przedsiębiorstwie wypadków przy pracy i awarii oraz chorób zawodowych.
2	Ocena ryzyka	Ocena ryzyka ma za zadanie, między innymi, zapobiegać skutkom zagrożeń zawodowych poprzez: • sprawdzenie, czy występujące na stanowiskach pracy zagrożenia zostały zidentyfikowane • wykazanie, że stosowane środki ochrony są odpowiednie do zidentyfikowanych zagrożeń • wykazanie, że dokonano odpowiedniego wyboru materiałów, wyposażenia stanowisk oraz organizacji pracy • ustalenia priorytetów w działaniach zmierzających do eliminowania ograniczenia ryzyka zawodowego • zbadanie czy ryzyko zawodowe jest na poziomie akceptowalnym i czy zastosowano odpowiednie środki ochrony • zapewnienie ciągłej poprawy bezpieczeństwa i ochrony zdrowia • wykazanie pracownikom oraz organom nadzoru i kontroli, że ryzyko zawodowe jest znane. Ocenę ryzyka zawodowego należy wykonywać w odniesieniu do wszystkich stanowisk pracy, gdzie ocena nie była wykonywana, oraz wtedy, kiedy w miejscu pracy została wprowadzona zmiana, która mogła spowodować zmianę poziomu ryzyka lub zmianę jego oceny czy postrzegania. Ogólnym celem oceny ryzyka zawodowego jest zidentyfikowanie potencjalnych źródeł powstawania szkody i przeprowadzenie odpowiednich działań korygujących lub zapobiegawczych zanim nastąpi wypadek lub choroba.
3	Procedura identyfikacji zagrożeń	Procedura powinna zawierać takie czynności jak: • zebranie informacji potrzebnych do oceny ryzyka zawodowego • identyfikacja zagrożeń • oszacowanie ryzyka • wyznaczenie dopuszczalności ryzyka • opracowanie planu działań korygujących i/lub zapobiegawczych • realizacja planu • okresowe przeprowadzenie oceny ryzyka zawodowego.

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
4	Określenie celów ogólnych i szczegółowych	Działanie to pozwoli przedsiębiorstwu zrealizować ustaloną politykę <i>bioz</i> . Przy określeniu celów ogólnych i szczegółowych przedsiębiorstwo powinno uwzględnić: wymagania prawne i inne, zidentyfikowane zagrożenia i wyniki oceny ryzyka zawodowego, możliwości techniczne i finansowe, wymagania operacyjne i biznesowe, dobro przedsiębiorstwa i opinie zainteresowanych stron.
5	Plan działań	Plan działań powinien obejmować: wyznaczenie odpowiednich służb, szczebli organizacji, grup lub osób, określenie środków niezbędnych do osiągnięcia celów, wyznaczenie terminów osiągnięcia celów, wyznaczenie wskaźników (ilościowych i jakościowych) umożliwiających ocenę stopnia realizacji planów i osiągnięcia wyznaczonych celów. Prawidłowo zaplanowane działania powinny: wyraźnie określać zadania dla poszczególnych osób, określać kompetencje, wiedzę specjalistyczną i potrzebę szkolenia poszczególnych osób, aby mogły się wywiązywać z przypisanych im odpowiedzialności, określić kryteria oceny działań jednostek, grup, organizacji.

Wdrożenie i funkcjonowanie systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia

Według normy PN-N-18001 wdrażanie i funkcjonowanie systemu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia powinno zawierać opracowania dotyczące: struktury organizacyjnej i zakresu odpowiedzialności, szkoleń świadomości i kompetencji, komunikowania się, konsultowania i reprezentowania pracowników, nadzorowania dokumentacji, sterowania operacyjnego pracami wykonywanymi przez kooperantów, gotowości i reagowania na wypadki przy pracy i awarie. Szczegółową charakterystykę elementów procesu wdrażania i funkcjonowania systemu przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zakres czynności procesu wdrażania i funkcjonowania systemu TSWM

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
1	Struktura organizacyjna i zakres odpowiedzialności	W celu zapewnienia skutecznego zarządzania systemem <i>bioz</i> powinny być określone i udokumentowane zadania, obowiązki, odpowiedzialność, uprawnienia oraz wzajemne zależności i powiązania. Do tego można wykorzystać strukturę organizacyjną przedsiębiorstwa. Zakres uprawnień i obowiązków <i>bioz</i> przypisanych danej osobie w strukturze powinien być jej zakomunikowany. Odpowiedzialność za zarządzanie <i>bioz</i> ponosi przede wszystkim pracodawca. Odpowiedzialność jest zazwyczaj delegowana na kierownictwo strategiczne przedsiębiorstwa, np. zarząd, kierownictwo taktyczne, np. kierownictwo średniego szczebla, i kierownictwo operacyjne, tj. bezpośredni nadzór oraz na wybranych pracowników.
2	Szkolenia, świadomość i kompetencje	Każde przedsiębiorstwo powinno określać swoje potrzeby szkoleniowe, budować programy szkoleń i wdrażać je w życie. Użyte do tego celu procedury mają zapewnić, aby posiadane przez pracowników kwalifikacje i umiejętności były odpowiednie do bezpiecznego wykonywania pracy oraz powinny motywować ich do angażowania się w działania na rzecz bezpieczeństwa i higieny pracy.

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
3	Komunikowanie się	Przedsiębiorstwo powinno zapewnić swobodny przepływ informacji w procesie wewnętrznego i zewnętrznego komunikowania się. W celu zapewnienia przepływu informacji wewnętrznej we wszystkich kierunkach struktury organizacyjnej mogą być stosowane środki formalne jak i nie formalne przy użyciu metod werbalnych (pisa-nych, ustnych). W obu przypadkach powinna być zachowana spójność przekazywa-nych informacji. Informacja napływająca z zewnątrz przedsiębiorstwa może dotyczyć: • zmian obowiązujących przepisów • osiągnięć nauki i techniki • zmian stosowanych w praktykach w zakresie <i>bioz</i>.
4	Konsultowanie i reprezentowanie pracowników	W każdym przedsiębiorstwie konieczne jest uwzględnienie roli pracowników we wdrażaniu i funkcjonowaniu systemu zarządzania <i>bioz</i> i zapewnienie możliwości konsultowania tych działań oraz reprezentowania pracowników w sprawach dotyczą-cych <i>bioz</i>. Ustanawiane procedury mogą dotyczyć komunikacji pracodawcy i pracow-ników lub roli społecznej inspekcji pracy czy komisji ds. <i>bioz</i>.
5	Nadzorowanie dokumentacji	Ustanawiane procedury postępowania w celu identyfikacji, prowadzenia i aktuali-zacji dokumentacji <i>bioz</i> muszą być zgodne ze specyfiką danego przedsiębiorstwa oraz przyjętym w nim systemem zarządzania, tak aby dokumentacja była: • odpowiednio oznakowana, tzn. dokumenty miały swoje oznakowania • prowadzona w formie pisemnej lub elektronicznej i czytelna • zapewniała możliwość utrzymania aktualnych dokumentów do celów kontroli lub zapisów • możliwa do zidentyfikowania, datowana oraz umożliwiającą łatwe wskazanie czynności, której dotyczy • zapisana i przechowywana w sposób ochraniający przed uszkodzeniem lub utratą z podanym okresem przechowywania.
6	Sterowanie operacyjne pracami wykonywanymi przez kooperantów	Przedsiębiorstwo powinno planować prace i działania związane z zagrożeniami. Mogą to być zagrożenia wynikłe ze współpracy z kooperantami (podwykonawcami, współwykonawcami). W tym wypadku należy informować kooperantów o istnieniu procedur dotyczących: • sprawdzania aspektów <i>bioz</i> u kooperantów za pomocą kwestionariuszy lub przeglądów <i>bioz</i> w przypadku kontraktów krótkoterminowych • tworzenia kanałów komunikowania się pomiędzy odpowiednimi poziomami przedsię-biorstwa a kooperantami i określania odpowiedzialności za proces komunikacji • przekazywania kooperantom przepisów <i>bioz</i>, obowiązujących w przedsiębiorstwie • w razie potrzeby zapewniania szkoleń z zakresu <i>bioz</i> dla pracowników koope-ranta przed rozpoczęciem robót • monitorowania działań kooperanta na terenie przedsiębiorstwa w zakresie <i>bioz</i> • tworzenia sposobów przekazywania informacji dotyczących wypadków i zdarzeń wypadkowych z udziałem pracowników kooperanta • przeglądów i zatwierdzania przedstawionych przez kooperantów planów bez-piecznego prowadzenia robót • wstępnego planowania kontraktów średnio- i długoterminowych; w praktyce polega to na przeprowadzaniu pełnej procedury kwalifikacji wstępnej kooperan-tów dotyczącej zagadnień zarządzania <i>bioz</i>.

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
7	Gotowość i reagowanie na wypadki przy pracy i awarie	Każde przedsiębiorstwo powinno opracować i stosować określone sposoby reagowania na wypadki przy pracy i sytuacje awaryjne. Procedury te powinny obejmować: • opracowanie planów działania w sytuacjach awaryjnych • szkolenie personelu w zakresie procedur, które należy zastosować w razie sytuacji awaryjnej (dotyczy to w szczególności nagłych wypadków) • testowanie i ćwiczenie działań wynikających z przyjętych procedur, w tym wykorzystanie odpowiedniego wyposażenia, np. sprzętu przeciwpożarowego itp. • udzielanie osobom mieszkającym lub pracującym w pobliżu danego urządzenia odpowiednich porad z zakresu procedur, które mają być podjęte w nagłych sytuacjach awaryjnych • zapoznanie służb awaryjnych z urządzeniami w danym przedsiębiorstwie, aby były one odpowiednio ostrzeżone i powiadomione czego można w sytuacjach awaryjnych oczekiwać.

Sprawdzanie oraz działania korygujące oraz zapobiegawcze

Sprawdzanie oraz działania korygujące oraz zapobiegawcze są czwartym ważnym elementem systemu zarządzania Total Safety of Work Management i obejmują: monitorowanie, auditowanie, zapisy, niezgodności oraz działania korygujące i zapobiegawcze (tab.3.)

Tabela 3. Szczegółowy zakres czynności procesu sprawdzania oraz korygowania i działań zapobiegawczych w procesie zarządzania systemem Total Safety of Work Management

Lp.	Nazwa czynności	Charakterystyka czynności
1	Monitorowanie	Zadaniem monitorowania jest sprawdzenie zgodności działań przedsiębiorstwa z wymaganiami przepisów oraz norm, wymaganiami wdrażanego systemu zarządzania, ustaloną polityką <i>bioz</i>, celami ogólnymi i szczegółowymi dotyczącymi <i>bioz</i>. Monitorowanie może dotyczyć: • sprawdzenia stopnia wdrożenia i skuteczności ustalonych w systemie zarządzania planów i norm. • obserwacji stanu <i>bioz</i> poprzez rejestrowanie i analizowanie przyczyn wypadków przy pracy, wydarzeń wypadkowych bezurazowych oraz chorób zawodowych i świadczących o występowaniu niezgodności w systemie zarządzania <i>bioz</i> w przedsiębiorstwie
2	Auditowanie	Audit systemu jest jednym z elementów sprawdzenia jego funkcjonowania. Przeprowadzać go należy niezależnie od monitorowania. Audit powinien obejmować następujące elementy: • audit formalny – stanowiący całościową i formalną ocenę zgodności przedsiębiorstwa z procedurami i przyjętymi działaniami w zakresie <i>bioz</i> • kontrolę procesu i wyników monitorowania zgodności przedsiębiorstwa z poszczególnymi wymaganiami w zakresie <i>bioz</i>.

		Wyniki auditu oraz kontroli procesu monitorowania powinny być możliwie jak najszybciej udostępnione zainteresowanym stronom w celu natychmiastowego podjęcia działań korygujących.
3	Zapisy	Przedsiębiorstwo powinno dokumentować wyniki monitorowania i auditowania oraz opracowywać plany działań korygujących i zapobiegawczych. Plany te powinny wpływać na obniżenie ryzyka zawodowego poprzez: • zastępowanie czynników niebezpiecznych czynnikami mniej niebezpiecznymi • eliminowanie ryzyka zawodowego u źródła oraz nadanie znaczenia priorytetowego środkom ochrony zbiorowej • ograniczanie ryzyka zawodowego poprzez odpowiednie zaprojektowanie stanowisk pracy i odpowiednią organizację pracy oraz przez zastosowanie środków ochrony indywidualnej
4	Niezgodności oraz działania korygujące i zapobiegawcze	Po dokonaniu identyfikacji czynników zagrażających oraz ewentualnych niezgodności w prowadzeniu działań przedsiębiorstwo musi podjąć odpowiednie działania zapobiegawcze lub korygujące w celu ochrony zdrowia i bezpieczeństwa pracowników.

Przegląd wykonywany przez kierownictwo przedsiębiorstwa

Przegląd wykonywany przez kierownictwo jest piątym, ważnym elementem zarządzania systemem Total Safety of Work Management. Przegląd taki powinien być wykonywany w każdym przedsiębiorstwie w odpowiednich odstępach czasu. Przeprowadzać go powinny osoby zarządzające lub przez nie wytypowane. Celem przeglądu jest stwierdzenie elastyczności i użyteczności systemu zarządzania **TSWM** w zakresie:

- zapewnienia zgodności z wymaganiami prawnymi,
- polityki bezpieczeństwa i ochrony zdrowia,
- realizacji celów określonych przez przedsiębiorstwo.

Rezultaty ww. przeglądu powinny wskazać obszary zainicjowania zmian w zakresie doskonalenia zarządzania systemem **TSWM**. W celu zapewnienia ciągłości funkcjonowania i rozwoju efektywnego systemu zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w przedsiębiorstwie, powinno kierownictwo, zgodnie z cyklem Deminga (rys. 4), powinno zapewnić pełne wdrożenie działań wynikających z przeprowadzonego przeglądu.

Wnioski

Analizując literaturę dotyczącą bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia w budownictwie [10-20] można sformułować następujące wnioski:

1. Istnieje pilna potrzeba uporządkowania problematyki bezpieczeństwa pracy i ochrony zdrowia w budownictwie; wymaga to zastosowania podejścia systemowego.
2. W opracowanych uregulowaniach prawnych dotyczących systemowego zarządzania bezpieczeństwem pracy i ochroną zdrowia podane są ogólne wytyczne działania bez uwzględnienia jednak specyfiki budownictwa.
3. Pojawiły się uregulowania szczegółowe w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy w budownictwie:
 - a. w ustawie Prawo budowlane słusznie określono obowiązki inwestorów, projektantów, kierowników budów i inspektorów nadzoru inwestorskiego w procesie budowlanym z zakresu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia [10] ;
 - b. w rozporządzeniu MI z dnia 23 czerwca 2003 r. w sprawie informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (Dz.U. nr 120, poz. 1126) uregulowano zawartość części opisowej informacji oraz części opisowej i rysunkowej planu *bioz* oraz określono szczegółowy zakres rodzajów robót stwarzających zagrożenia bezpieczeństwa i ochrony zdrowia ludzi [8].

Jednak w cytowanych wyżej aktach brak uregulowań, które zobowiązywałyby np. uczestników procesu budowlanego oraz właściwy państwowy organ do traktowania informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia jako jednego z załączników do dokumentacji projektowej.

4. Systemy bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w przedsiębiorstwach budowlanych powinny być opracowywane przez upoważnione do tego podmioty.
5. Systemy bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, np. system **TSWM** mogą stać się narzędziem skutecznej poprawy warunków bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz obniżenia wypadkowości przy pracy i zachorowalności zawodowej nie tylko w budownictwie lecz także i w innych dziedzinach gospodarki.

Literatura

1. Normy serii PN-N- 18000: PN-N 18001, PN-N-18002, PN-N-18004.
2. Pawłowska Z. *System zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy*, Wyd. CIOP, Warszawa, 1999.
3. Podgórski D. *Wytyczne integracji systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy z systemami TQM*, Wyd. CIOP, Warszawa, 2001.
4. *Wytyczne do systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy ILO-OSH 2001*, SafeWork-ILO InFocus Programme of Safety and Health at Work and the Environment, International Labour Office GENEWA, Wyd. CIOP, Warszawa, 2001.
5. Kindlarski E., Bagiński J., *Zarządzanie przez jakość*, Wyd. Bellona, Warszawa, 1995.
6. Obolewicz J. *Przegląd stanu systemu zarządzania bhp w przedsiębiorstwie budowlanym*, Przyjaciół przy pracy Nr 7-8/2004, Wydawnictwo GIP.
7. Obolewicz J. *Etos bezpiecznego budowniczego*, Przegląd Budowlany Nr 1/2004 (str. 26-30).
8. Obolewicz J. Matwiejczuk W. *Planowanie bezpieczeństwa prac budowlanych zgodnie z wymogami Unii Europejskiej*, Zeszyty Naukowe PB Budownictwo Nr 22/2002 (str. 214-255), Wyd. Politechnika Białostocka, Białystok, 2002.
9. J. Obolewicz J. *Uwarunkowania zarządzania bezpieczeństwem i ochroną zdrowia w energetyce w aspekcie prawa Unii Europejskiej*, Elektroinfo Nr 5/2004 (str.66-69), Wyd. SPE.
10. Ustawa Prawo Budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (stan pr. na 20 paźdz. 2003 z p. zm.).
11. Obolewicz J. Gilewicz A. *Bezpieczne budowanie*, WIADOMOŚCI Izba Projektowania Budowlanego Nr 10 (165) 2004 (str. 19-22), Warszawa, 2004.
12. Obolewicz J. *Bezpieczeństwo pracy w budownictwie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej – Budownictwo Nr 23/2003 (str.213-223) Wydawnictwo Politechnika Białostocka, Białystok, 2003.
13. Obolewicz J., *Bezpieczeństwo i ochrona zdrowia pracowników przy wykonywaniu robót na obiektach sakralnych i monumentalnych*, *Safety and security of workers on the monumental sacral buildings sites*, V MIĘDZYNARODOWA KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA: Budownictwo sakralne i monumentalne '2004 (str. 261-266), Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 2004.

14. Obolewicz J., *Przegląd stanu systemu zarządzania bhp w przedsiębiorstwie budowlanym*, Miesięcznik wydawany pod patronatem Głównego Inspektora pracy ISSN 0137-8368 PRZYJACIEL PRZY PRACY nr 7-8/2004 (str. 38-41).
15. Obolewicz J., *Bezpieczna eksploatacja instalacji i urządzeń elektroenergetycznych stosowanych w budownictwie*, Miesięcznik Inżynierów Elektryków ELEKTRO-info Nr 11 listopad 2004 (29) ISSN 1642-8722 Indeks 373761 (str. 46-49), Warszawa, 2004.
16. Obolewicz J., *Projektowanie systemów BHP dla budownictwa*, WIADOMOŚCI Izby Projektowania Budowlanego, The Chamber of Construction Design, Miesięcznik firm projektowych i organizatorów inwestycji ISSN 1232-1541 Nr 12(167) 2004 (str. 27-29), Warszawa, 2004.
17. Obolewicz J., *Rola kierownika budowy – uczestnika procesu inwestycyjnego*, *The part of site manager-participant of investment process in managing of work safety and hygiene*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej BUDOWNICTWO Nr 25/2004 (str. 243-250), Politechnika Białostocka, Białystok, 2004.
18. Obolewicz J., Matwiejczuk W., *Składniki konkurencji przedsiębiorstw budowlanych*, *Components of construction companies competitiveness*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej BUDOWNICTWO Nr 25/2004 (str. 219-229), Politechnika Białostocka, Białystok, 2004.
19. Obolewicz J., *Projektowanie systemów BHP dla budownictwa*, WIADOMOŚCI Izby Projektowania Budowlanego, The Chamber of Construction Design, Miesięcznik firm projektowych i organizatorów inwestycji ISSN 1232-1541, Nr 1(168) 2005 (str. 18-21), Warszawa, 2005.
20. Obolewicz J., *Uwarunkowania prawne systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy (cz.1.)*, WIADOMOŚCI projektanta budownictwa, Miesięcznik IZBY PROJEKTOWANIA BUDOWLANEGO IPB ISSN 1232-1541, Nr 2 (169) 2005 (str. 27 - 29), Warszawa, 2005.
21. Obolewicz J., *Możliwości związków zawodowych w zakresie bhp w budownictwie na podstawie doświadczeń krajów nadbałtyckich*, Materiały seminarium FORUM BEZPIECZEŃSTWA W BUDOWNICTWIE, Politechnika Białostocka, Białystok, kwiecień 2005.
22. Obolewicz J., *Uwarunkowania prawne systemów zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy (cz.2.)*, WIADOMOŚCI projektanta budownictwa, Miesięcznik IZBY PROJEKTOWANIA BUDOWLANEGO IPB ISSN 1232-1541, Nr 4 (171) 2005 (str. 29 –32), Warszawa, 2005.

23. Obolewicz J., *Bezpieczeństwo w szkołach wyższych (cz.1)*, Miesięcznik wydawany pod patronatem Głównego Inspektora pracy ISSN 0137-8368 PRZYJACIEL PRZY PRACY nr 4/2005 (str. 16-17).
24. Obolewicz J., *Bezpieczeństwo w szkołach wyższych (cz.2)*, Miesięcznik wydawany pod patronatem Głównego Inspektora pracy ISSN 0137-8368 PRZYJACIEL PRZY PRACY nr 5/2005 (str. 12-13).
25. Obolewicz J., *'Baltic sea trade union network on health and safety' jako głos w społecznym dialogu na temat bezpieczeństwa i ochrony zdrowia*, WYBRANE ASPEKTY ZARZĄDZANIA WIEDZĄ W ORGANIZACJI / pod red. Joanny Ejdys, Poznań: Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, 2005. (str. 131-140).

Work safety and health system in building industry

Summary: Modern building requires new approach to H&S matter. The author proposes the systematic approach (model) to H&S matter in building industry and how to manage this kind of system. Model of TSWM – the author's name – is build on the concept of TQM and allows to identify and analyze problems in building industry.

Key words: building trade, management systems, work safety and health

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/IIB/1/05

Jerzy Sulewski

EPIQR – nowoczesne narzędzie wspierania decyzji dotyczących utrzymania i modernizacji budynków mieszkalnych

Streszczenie: W pracy przybliżono możliwość wykorzystania multimedialnego systemu EPIQR do oszacowania zakresu i kosztów prac renowacyjnych obiektów budowlanych. Zaprezentowano metodę i wyniki oceny elementów budynków pozwalające uzyskać dane niezbędne przy podejmowaniu decyzji, dotyczących utrzymania zasobów mieszkaniowych i programowania ich modernizacji.

Słowa kluczowe: budynek mieszkalny, diagnoza stanu technicznego obiektu, renowacja budynków mieszkalnych

Wprowadzenie

Przy podejmowaniu prac modernizacyjnych istotnym problemem jest metoda oceny stanu technicznego budynku istniejącego [3, 4, 5]. W projekcie EPIQR opracowano metodę postępowania, pozwalającego kompleksowo i szybko ocenić stan degradacji budynku na podstawie wizytacji budynku według standardowych zasad. Ocena ta służy określeniu zakresu prac mających przywrócić pierwotny, założony stan techniczny oraz prac modernizacyjnych, poprawiających właściwości użytkowe budynku. Na podstawie tej oceny ustala się koszty prac oraz konsekwencje techniczne i finansowe spowodowane ewentualną dalszą degradacją budynku [1].

1. EPIQR - projekt europejski

EPIQR – jest to europejska metoda szacowania kosztów renowacji budynków przy uwzględnieniu racjonalizacji użytkowania energii i poprawy standardu mieszkań.

Projekt EPIQR (Energy Performance, Indoor Environmental Quality and Retrofit), realizowany w ramach programu europejskiego JOULE II [2], umożliwił opracowanie multimedialnego narzędzia pełniącego takie funkcje jak:

- ocena stanu i stopnia zniszczenia budynku na podstawie szybkiej i wyczerpującej diagnozy,
- ustalenie propozycji prac uwzględniających nie tylko odnowienie budynku, lecz również poprawę jego charakterystyki energetycznej oraz polepszenie jakości mieszkań,
- oszacowanie kosztów przewidywanych prac,
- przewidywanie prawdopodobnej dalszej degradacji elementów budynku

EPIQR jest integracyjnym systemem diagnostyki stanu budynków, wspomagania komputerowego w podejmowaniu decyzji o kierunku i zakresie prac renowacyjnych z uwzględnieniem przedsięwzięć termomodernizacyjnych przy różnych scenariuszach zaprogramowanych robót z jednoczesną ciągłą kontrolą kosztów przedsięwzięcia.

Projekt był realizowany we współpracy z następującymi partnerami:

- Building Research Establishment (BRE), Wielka Brytania (koordynator projektu)
- Ośrodek Naukowo-Techniczny Budownictwa (CSTB), Francja,
- Danish Building Research Institut (SBI), Dania,
- Politechnika Federalna w Lozannie (EPFL), Szwajcaria
- Indoor Environment (TNO Bouw), Holandia,
- Institut für Bauphysik (IBP), Niemcy,
- National Observatory of Athens (NOA), Grecja.

Wersja polska została opracowana w Instytucie Budownictwa Uniwersytetu Zielonogórskiego przy współpracy z EPFL (Politechnika Federalna w Lozannie Szwajcaria) [1].

2. Prezentacja koncepcji programu EPIQR

EPIQR jest przeznaczony dla osób i wszelkich organizacji zajmujących się renowacją budynków mieszkalnych lub zarządzających budynkami, a w szczegól-

ności dla służb technicznych inwestorów oraz dla architektów i inżynierów, stowarzyszeń właścicieli budynków, administracji budynków, biur projektów i rzeczoznawców.

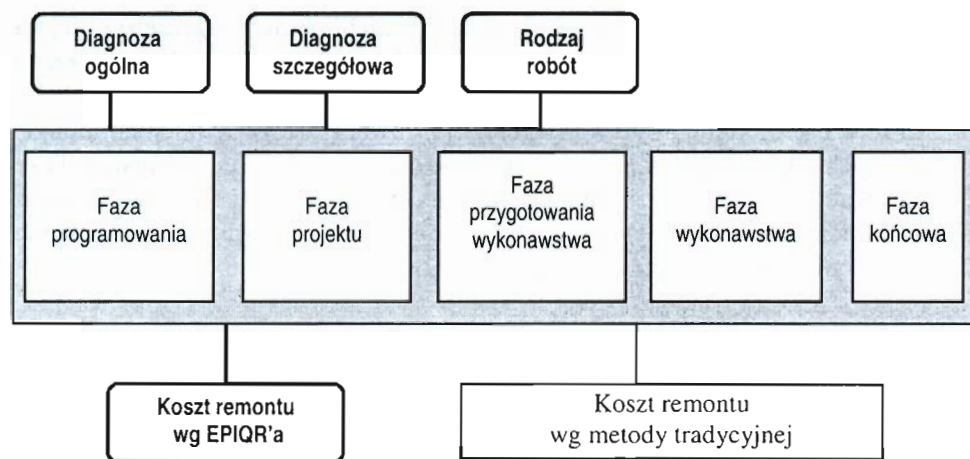
EPIQR reprezentuje nową koncepcję, opracowaną z uwzględnieniem potrzeb praktycznych. Dzięki programowi, można w krótkim czasie, a więc i małym kosztem, uzyskać komplet danych niezbędnych do opracowania szacunkowych kosztów renowacji budynku z wystarczającą dokładnością, zapewniającą uwzględnienie wahań rynku notowanych w dziedzinie budownictwa.

2.1. Cel opracowania programu

Celem opracowania programu jest szybkie postawienie diagnozy stanu technicznego budynku mieszkalnego i przedstawienie wstępnej oceny jakości i trwałości budynku oraz oszacowanie kosztów planowanych prac renowacyjnych, a w szczególności:

- stworzenie kompleksowej bazy danych, zawierającej informacje opisujące stan ogólny budynku przeznaczonego do renowacji,
- postawienie diagnozy technicznej i funkcjonalnej budynku,
- określenie zakresu prac remontowych,
- oszacowanie kosztu prac renowacyjnych;
- podjęcie niezbędnych działań w celu usunięcia nieprawidłowości dotyczących komfortu wewnątrz budynku,
- zoptymalizowanie zużycia energii w budynku po jego renowacji,
- porównanie różnych scenariuszy robót rewitalizacyjnych z uwzględnieniem procesów starzenia się elementów budynku i zmian kosztów,
- zbadanie możliwości podwyższenia wartości użytkowej budynku.

W efekcie dzięki systemowi EPIQR inwestor może mieć pełne rozpoznanie kosztów przedsięwzięcia rewitalizacyjnego w fazie jego programowania, a nie dopiero po wykonaniu projektu budowlanego i kosztorysu, co jest związane z poniesieniem dodatkowych kosztów i dużymi nakładami czasowymi (rys. 1).



Rys. 1. Etapy rozpoznania kosztów w procesie inwestycyjnym renowacji

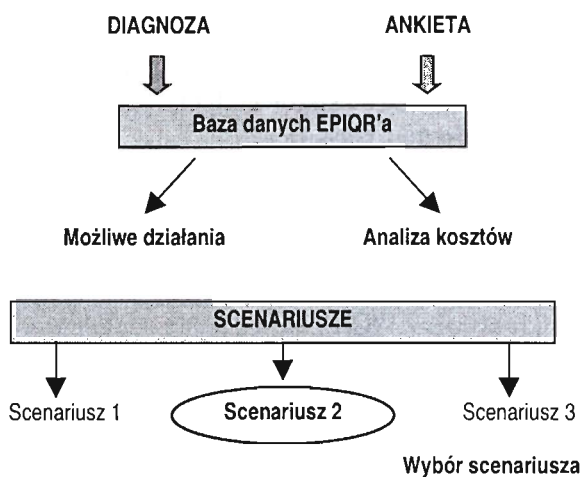
Dochodzenie do decyzji o rozpoczęciu remontu budynku może być konsekwencją przeprowadzanych obowiązkowych przeglądów technicznych. Oceniany jest stan techniczny i funkcjonalny budynku, w tym instalacje i wyposażenie (rys. 2).



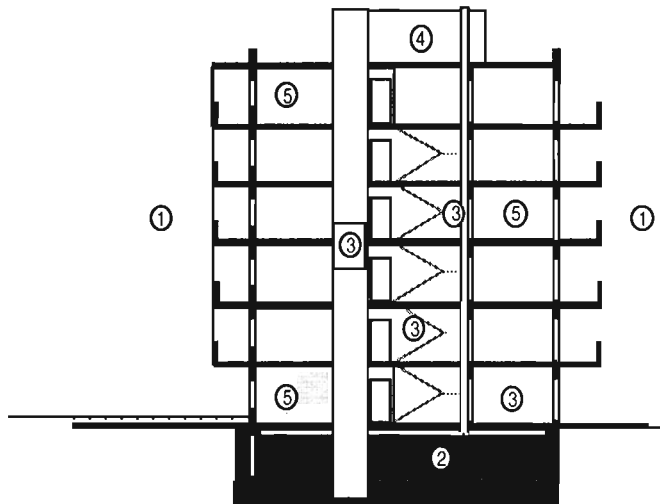
Rys. 2. Zakres oceny elementów budynku

Dzięki systemowi EPIQR można śledzić zmianę stanu technicznego i estetycznego budynku i podejmować decyzję o remoncie i jego zakresie w momencie najodpowiedniejszym ze względów finansowych lub najpilniejszym ze względu na zły stan techniczny obiektu. Generowane przez system wieloaspektowe raporty ułatwiają podjęcie właściwej decyzji, nadto pozwalają w pełni kontrolować utrzymanie stanu technicznego obiektu i proces jego starzenia.

2.2. Metoda stosowania systemu i etapy postępowania



Rys. 3. Schemat działania programu EPIQR



Rys. 4. Przegląd i ocena budynku: 1 - otoczenie i elewacje, 2 - podziemie i piwnice, 3 - komunikacja i klatka schodowa, 4 - strychy i dachy, 5 - wizytacja mieszkań

Metoda pracy z systemem EPIQR przewiduje następujące etapy działania (rys. 3):

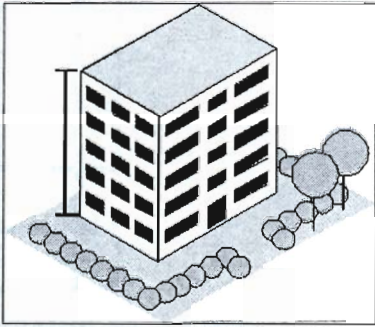
1. wprowadzenie podstawowych parametrów dotyczących:
 - budynku,
 - nośników energii i zastosowanych materiałów budowlanych,
2. oględziny i ocena jakości 50 elementów budynku oraz ankieta przeprowadzona wśród użytkowników budynku (rys. 4),
3. ustalenie priorytetowych działań inwestora i opracowanie scenariuszy,
4. optymalizacja kosztów działań remontowo-renowacyjnych.

Etap 1. Wprowadzenie danych wejściowych

Funkcjonowanie systemu EPIQR oparte jest na wielokryterialnej analizie stanu fizycznego i funkcjonalnego budynku. Analiza ma nie tylko prowadzić do naprawy uszkodzeń i przywrócenia pierwotnego stanu technicznego, ale także do poprawy standardu środowiska i obniżenia kosztów eksploatacji mieszkań. Aby ocena kosztów remontu była rzetelna, przed przystąpieniem do fazy diagnozowania budynku należy wprowadzić do systemu rzeczywiste parametry techniczne obiektu, takie jak np.: wiek, wysokość obiektu, liczba kondygnacji, klatek schodowych, liczba mieszkań (rys. 5).

Podstawowe wymiary budynku

NE Powierzchnia elewacji (PE1)	509	m2
SE Powierzchnia elewacji (PE2)	500	m2
SW Powierzchnia elewacji (PE3)	526	m2
NW Powierzchnia elewacji (PE4)	320	m2
Wysokość do okapu (WD)	22,4	m
Powierzchnia działki (PD)	814	m2
* Powierzchnia zabudowy (PZ)	372,8	m2
* Powierzchnia usługowa (PH)	103	m2
* Liczba kondyg. (LK)	6,2	
* Liczba klatek schodowych (LKS)	1	
* Liczba mieszkań (lm)	31	



Wysokość do okapu. Dla budynków o nieregularnych kształtach przyjąć wysokość maksymalną

Wyliczone wielkości		
* Powierzchnia elewacji (PE)	1855	m2 (1855,0)
* Powierzchnia mieszkalna (PM)	2311,4	m2 (2129,0)
* Pow. ołączającego terenu (POT)	441,2	m2 (442,0)
* Powierzchnia ogrzewana (POG)	1931,2	m2 (1931,2)

* Dane niezbędne dla wyliczenia kosztów

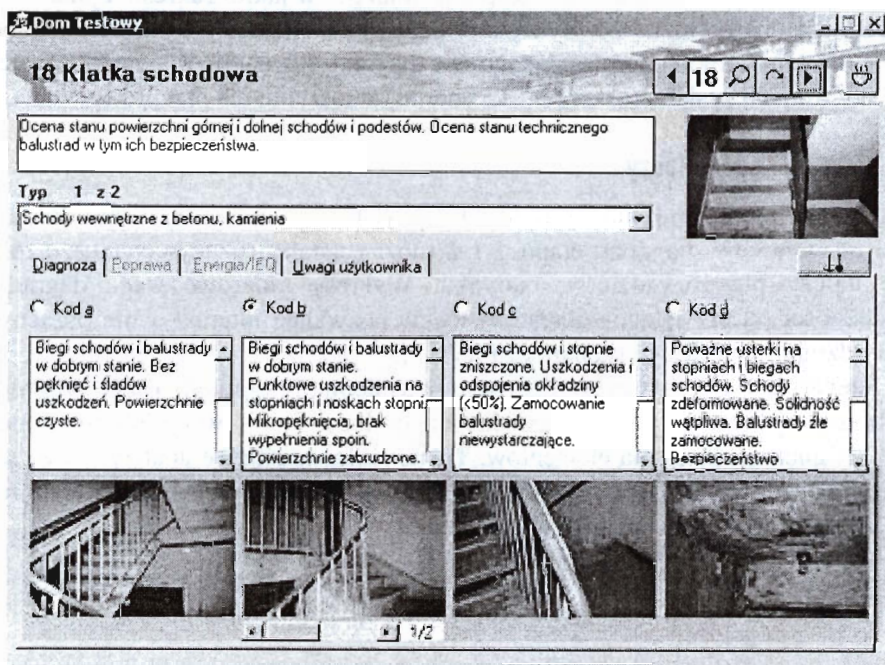
Notatki Akceptuj

Rys. 5. Zakres danych wymiarowych budynku [1]

Dla oszacowania energochłonności budynku wprowadza się oprócz parametrów związanych z kosztami nośników energii i wielkością ich zużycia, parametry zastosowanych materiałów budowlanych w ścianach, stropach, dachach, a także ustala się rodzaj okien i drzwi, sprawność systemu grzewczego i wentylacji. Cała operacja polega na prostym wyborze odpowiednich przegród i elementów z zestawień tabelarycznych zawartych w systemie lub na własnym wyliczeniu czy oszacowaniu przez porównanie współczynnika przenikania ciepła U.

Etap 2. Diagnostyka stanu technicznego elementów budynku

System wyróżnia 50 najważniejszych elementów budynku (elementy bryły budynku, konstrukcji, wykończenia i wyposażenia, instalacji wewnętrznych, otoczenia obiektu), których ocena dokonywana jest w trakcie przeprowadzania oględzin budynku zarówno ze względu na stan techniczny, funkcjonalny, jak i na możliwość podniesienia standardu mieszkań. Każdemu elementowi przypisuje się kod uszkodzeń (w zależności od jego stanu zniszczenia) na podstawie tabelarycznego zestawienia stanów degradacji charakterystycznych dla danego elementu.



Rys. 6. Diagnostyka stanu technicznego wybranego elementu budynku [1]

Podczas oględzin budynku wypełnia się formularz i określa się odpowiedni kod (a, b, c, d). degradacji elementu (rys. 6). Przez przyjęcie kodu "a" stwierdzamy, że rozpatrywany element jest w dobrym stanie technicznym i nie wymaga naprawy. Z kolei przypisanie elementowi kodu "d" oznacza, że jest on w bardzo złym stanie technicznym, należy go gruntownie wyremontować lub też wymienić. Wybór odpowiedniego kodu odbywa się intuicyjnie, a dodatkową pomocą są fotografie pokazujące przykładowe zniszczenia i syntetyczny opis stanu elementu.

Wyniki badań etapu 1 i 2

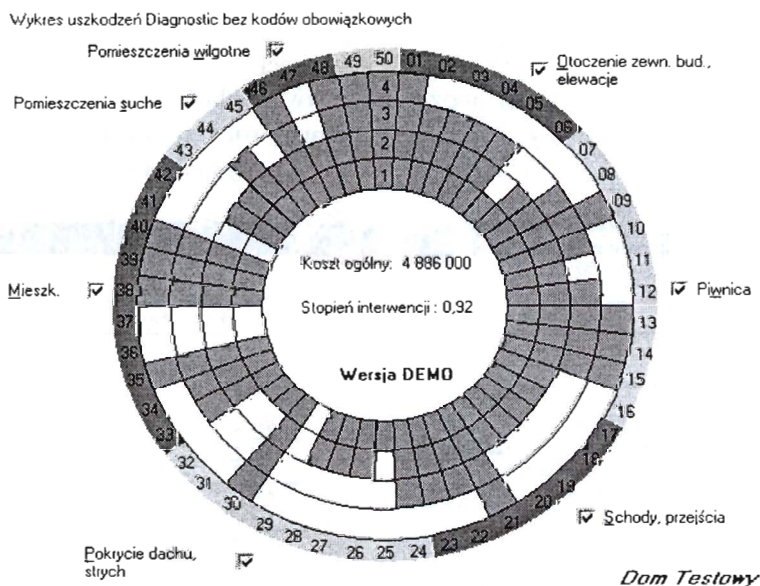
W podsumowaniu etapów 1 i 2 system automatycznie podpowiada sposób naprawy elementu, określa zakres prac renowacyjnych oraz ich wstępny koszt. Zaletą systemu jest również brak możliwości przypadkowego pominięcia jakiegoś elementu budynku, który może mieć bardzo istotny wpływ na koszt remontu.

Na podstawie wprowadzonych podstawowych danych o typologii budynku i charakterystyce przegród, system automatycznie analizuje poziom potencjału energetycznego budynku, co prowadzi bezpośrednio do odpowiedzi na pytanie, czy przeprowadzić termomodernizację, a jeśli tak, to w jakim zakresie i jaka będzie oszczędność energetyczna po wykonaniu odpowiednich zabiegów. Zasadność podjętych działań termomodernizacyjnych można określić na podstawie porównania przewidywanych zysków (oszczędności energii) z kosztami ich przeprowadzenia.

Etap 3. Wybór scenariuszy

Kolejnym etapem pracy systemu EPIQR jest tworzenie scenariuszy. W zależności od wyników diagnozy etapu 1 i 2 można ustalić różne scenariusze robót, jakie należy przeprowadzić w budynku. Wykresy radarowe stanu degradacji w zależności od przyjętego zakresu działania pozwalają interaktywnie oszacować koszty działań wybranego scenariusza (rys. 7).

Scenariusze może tworzyć użytkownik systemu, przyjmując różne priorytety. Może to być określony poziom posiadanych środków finansowych lub np.: dopuszczalny stopień uszkodzenia elementów. Takie wielowariantowe analizy, z uwzględnieniem będących do dyspozycji inwestora środków finansowych, pozwalają również ustalić etapy robót i planować inwestycje.



Rys. 7. Wykres stanu degradacji i kosztów wykorzystywany przy wyborze scenariuszy [1]

EPIQR na podstawie tej samej diagnozy, pozwala stworzyć wiele wariantów prac renowacyjnych charakteryzujących się różnymi rozwiązaniami. Rozwiązania te mogą zostać przyjęte do realizacji w całości lub częściowo. Użytkownik programu ma możliwość wprowadzenia do scenariusza prace, które nie były przewidziane w programie, lecz są specyficzne w konkretnym budynku przeznaczonym do renowacji. System przygotowuje zestawienia kosztów w postaci tabelarycznej, które mogą stanowić dokumentację wykonanych analiz i kalkulacji.

Etap 4. Analizy i raporty końcowe

Na podstawie przeprowadzonej diagnozy i utworzonych scenariuszy można dokonywać analiz kosztów na różnych poziomach szczegółowości. Można wyróżnić trzy poziomy analizy kosztów:

- poziom I Szacunek według metody EPIQR'a (diagnostyka, koszt ustalony automatycznie)
- poziom II Scenariusze (oszczędność energii, polepszenie standardu, trwałość, koszt)
- poziom III Analiza kosztów (szczegółowe wyliczenie kosztów według ilości robót)

System generuje automatycznie raporty z dokonanej diagnozy oraz zestawienia i analizy kosztów. W wypadku konieczności modyfikacji przyjętych przez system ilości i rodzajów robót, można dokonywać własnych kalkulacji, wprowadzając wynegocjowane ceny, rzeczywiste obmiary robót oraz inne nieuwjęte prace. Przykładowe raporty i analizy kosztów pokazano na rys nr 8 i 9.

Raport -Grupy robót i kosztów wg elementów EPIQR'a

Koszt całkowity: 2 982 400

Typ	Element	Kod	%
00-1	Honoraria projektantów	Kod 4	343 100
01-1	Otoczenie obiektu - zagospodarowanie terenu	Kod 4	55 300
02-2	Elementy nośne - konstrukcja	Kod 3	49 800
03-1	Tynki i okładziny elewacji	Kod 3	107 600
04-1	Detal architektoniczny elewacji	Kod 3	99 900
05-1	Balkony i loggie	Kod 3	108 800
06-1	Izolacja termiczna elewacji	Kod 1	0
07-1	Piwnice	Kod 2	5 900
08-1	Pomieszczenia wspólne	Kod 3	38 800
09-1	Izolacja termiczna stropu nad piwnicą	Kod 4	26 000
10-1	Magazynowanie oleju opałowego	Kod 3	12 600
11-2	Wytwarzanie ciepła	Kod 2	5 800
12-1	Wewnętrzna sieć c.o.	Kod 3	15 700
13-1	Przyłącze wody i gazu	Kod 4	3 700
14-2	Sieć kanalizacyjna	Kod 4	102 000
15-1	Drzwi techniczne i bramy garażowe	Kod 4	10 100
16-1	Okna piwniczne	Kod 2	1 600
17-1	Ściany hallu i klatki schodowej	Kod 2	5 000
18-1	Klatka schodowa	Kod 2	10 400
19-1	Drzwi wejściowe do budynku	Kod 2	300
20-2	Drzwi wejściowe do mieszkań	Kod 2	16 300
21-2	Instalacja elektryczna - przyłącze, opomiarowanie	Kod 4	66 100
22-1	Instalacja elektryczna pomieszczeń wspólnych	Kod 3	3 300
23-1	Instalacja elektryczna niskiego napięcia	Kod 3	11 200
24-1	Dźwigi osobowe	Kod 3	70 600
25-1	Wieżba dachowa	Kod 1	0

Rys. 8. Raport z diagnozy i zestawienia kosztów [1].

Analiza kosztów

05 Balkony i loggie

100 % Balustrada betonowa / murowana (1 typ)

Całkowite koszty: 2 982 000
Koszty wg metody: 2 982 000

Element	BCC	Opis robót	edm.miar	Ilość	%	Koszt jedn	Koszt	Koszt ref.
Razem							108 800	108 800
05-1-3-1	211	Oczyszczenie i naprawa parapetów	LM	31,0	100	1684,07	52 200	52 200
05-1-3-2	227	Przygotowanie i malowanie spodu płyty balkonowej (naprawa płyty zaprawą ATLAS TEN - 10)	LM	31,0	100	336,81	10 400	10 400
05-1-3-3	211	Zabezpieczenie płyty balkonowej przed karbonizacją	LM	31,0	100	505,21	15 600	15 600
05-1-3-4	281	Demontaż istniejących płytek podłogowych i ułożenie nowych (naprawa podłoża zaprawą ATLAS TEN - 10, ułożenie płytek)	LM	31,0	100	463,11	14 300	14 300
05-1-3-5	222	Wymiana elementów odprowadzenia wody opadowej	LM	31,0	100	269,58	8 300	8 300

☒ Jednostki
☒ Metoda
☐ Rzeczywiste

Klasyfikacja kosztów
☒ BCC (Europa)
☐ KNNR

Kopiowanie Kopiuj wiersz Wklej wiersz
 Dane domyślne Usuń wiersz Dodaj wiersz

Rys. 9. Analiza kosztów - poziom III: szczegółowa kalkulacja ceny i obmiarów robót [1]

Metodologię wykorzystaną w systemie EPIQR można określić słowami: "od szczegółu do ogółu", gdyż na podstawie wyników przeprowadzonej diagnozy elementów budynku uzyskuje się dane dotyczące zakresu i kosztów prac renowacyjnych i modernizacyjnych dla całości obiektu [1].

3. Ocena systemu EPIQR

Wersja polska programu EPIQR pozostaje na etapie wdrażania i testowania przez ośrodki zajmujące się problematyką renowacji zasobów budowlanych.

Diagnostyki techniczno-funkcjonalne obiektów i oceny ich stanu technicznego, ustalenia zakresu i rodzaju robót remontowo-modernizacyjnych oraz analiza kosztów zamierzeń renowacyjnych będą różne dla poszczególnych rodzajów budynków oraz technologii ich realizacji.

Zastosowanie programu EPIQR do budownictwa systemowego-wielkopłytowego będzie wymagało uwzględnienia specyfiki procesów zużycia elementów budowlanych w trakcie ich eksploatacji. Ustalane w programie dla elementów budynku

kryteria oceny w postaci kodów uszkodzeń (degradacji) w zależności od stanu zniszczenia i aktualnej trwałości przedstawione w tabelarycznych zestawieniach powinny być uzupełnione o specyficzne dla budynków wielkopłytowych usterki i uszkodzenia dotyczące ścian zewnętrznych, stropodachów, stolarki okiennej.

Przyjęta czterostopniowa opisowa skala zużycia (uszkodzenia) elementów budynku (a, b, c, d) mogłaby być uzupełniona o procentowe zakresy zużycia i przypisanie poszczególnym grupom zużycia odpowiedniego zakresu działań (wynikającego z konieczności stosowania dla budynków wielkopłytowych specjalnych technik remontowych).

Zakres robót renowacyjnych budynków wielkopłytowych będzie zróżnicowany w zależności od wieku budynku, stopnia zużycia (technicznego, ekonomicznego, społecznego) oraz przewidywanego-zakładanego standardu użytkowego po modernizacji.

Analiza metod czasowych, wizualnych, wskaźników ekonomicznych oceny stopnia zużycia budynków wskazuje m.in. na brak ustalonych okresów trwałości elementów-budynków, czasochłonność opracowań, subiektywizm oceny ekspertów-rzeczoznawców, który ma wpływ na wyniki końcowe.

W działaniach diagnostycznych korzysta się z nowoczesnych metod i narzędzi badawczych. Automatyczna akwizycja i analiza danych pomiarowych umożliwia ocenę stanu diagnozowanego obiektu w wybranym i całym jego okresie eksploatacji.

Przykładowym programem realizującym powyższą zasadę jest „System monitorowania technicznego i energetycznego zasobów mieszkaniowych – MONITOR” opracowany w 1998 roku przez Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie [6].

Kolejnym narzędziem wspomagającym podejmowanie decyzji dotyczących rehabilitacji budynków mieszkalnych na pewnym etapie ich eksploatacji jest prezentowany w niniejszej pracy multimedialny system EPIQR.

Program EPIQR w wersji uzupełnionej o moduły-elementy uwzględniające ocenę zużycia budynków wielkopłytowych po okresie testowania powinien stanowić praktyczne narzędzie obsługiwanego eksploatacyjnego zasobów mieszkaniowych przez zarządców i właścicieli.

Podsumowanie

- System EPIQR może stanowić przydatne narzędzie oceny zużycia technicznego budynków mieszkalnych ze względu na prostotę i bardzo obszerne ujęcie problemu ich renowacji.

- System może być efektywnym narzędziem komputerowego wspomaganie decyzji przy renowacji i utrzymaniu budynków, nie tylko w skali pojedynczego obiektu, ale w skali większego zespołu budynków lub osiedla znajdującego się w komunalnych czy spółdzielczych zasobach mieszkaniowych.
- Narzędzie to ma ułatwić dokonanie wyboru budynku lub jego elementów, które należy remontować w optymalnym terminie w celu uniknięcia nadmiernej degradacji fizycznej i dekapitalizacji obiektu z punktu widzenia ekonomiki.
- Program ma pomagać właścicielom i zarządom budynków świadomie i efektywnie zarządzać majątkiem i podejmować decyzje dotyczące utrzymania budynków.
- System EPIQR pozwala oszacować szybko i tanio zakres oraz koszty remontu budynku i może być stosowany przez rzeczoznawców majątkowych; może być nowoczesnym narzędziem do szybkiej wyceny wartości budynku po przeprowadzeniu remontu.
- Wyceny kosztów sporządzonych przy pomocy metody EPIQR mogłyby być traktowane przez instytucje udzielające kredytów na remonty budynków mieszkalnych jako "business plan" przedsięwzięcia renowacyjnego.

Literatura

1. Biliński T., Misztal G.: *Aspekty podejmowania decyzji w sprawie renowacji mieszkaniowych zasobów budowlanych* (cz. 1, 2). Wiadomości IPB Nr 6, 7 2004 r.
2. Flourentzos F., Genre J-L. i inni: *Epiqr – Tobus: A New Generations Of Refurbishment Decision Aid Methods*. Federal Institute of Technology – Lausanne (EPFL), Switzerland, Lyon November, 19-21 1998
3. Sulewski J.: *Przegląd metod oceny stopnia zużycia technicznego obiektów budowlanych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo Nr 20/2000.
4. Sulewski J.: *Prognozowanie trwałości elementów budynków wielkopłytowych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo Nr 25/2004.
5. Wierzbiński 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 r.
6. Zieliński W.J., Kowalewski J.: *Monitorowanie istniejącej substancji mieszkaniowej*, Przegląd Budowlany, Nr 3/1998

EPIQR - modern tool supporting decisions concerning maintenance and modernization of dwelling houses

Summary: This paper reports application of multimedia system EPIQR to estimate the range and costs of renovation works in buildings. It is presented the methodology and the results of evaluation of building elements which enable obtaining necessary decision-making data regarding maintenance of dwelling houses and programming of their modernization

Key words: dwelling house, diagnosis of technical state of a building, renovation of dwelling houses

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

Mikołaj Syczewski

Identyfikacja zawieszonych fragmentów sprężonych podkładów w torowisku

Streszczenie: Omówiono projektowe i rzeczywiste schematy oparcia na podsypce sprężonych podkładów kolejowych INBK-7. Scharakteryzowano następstwa nieprawidłowego oparcia podkładów i przedstawiono charakterystyczne oznaki zawieszenia podkładów lub ich fragmentów w torowisku.

Słowa kluczowe: nawierzchnia kolejowa, podkłady sprężone, zawieszenie podkładów

1. Charakterystyka nawierzchni kolejowej

Nawierzchnię kolejową, będącą przedmiotem opracowania, stanowią szyny typu S49 oraz betonowe podkłady sprężone typu INBK-7. Szyny mocowane są do podkładek żebrowych śrubami, łapkami i pierścieniami sprężystymi dwuzwojowymi lub trójzwojowymi. Podkładki żebrowe przymocowane są do podkładów wkretami i pierścieniami sprężystymi. Izolację pomiędzy podkładkami żebrowymi i podkładami stanowią przekładki polietylenowe. Podsypka wykonana jest z tłucznia kamiennego.

2. Projektowane i rzeczywiste schematy podparcia podkładów

Sprężone podkłady strunobetonowe INBK-7 były zaprojektowane według zastępczego schematu pojedynczej belki spoczywającej na podsypce [2]. Obciążenie stanowiły siły skupione, działające w przekrojach podszynowych. Przyjmowano

dwa schematy podparcia i obciążenia. W pierwszym schemacie podkład był oparty na podłożu z wyłączeniem części środkowej, a obciążenie stanowiły dwie siły pionowe o wartości 140kN, działające w przekrojach podszytowych, i jedna siła pozioma o wartości 60kN, działająca na główkę szyny. W drugim schemacie przyjęto oparcie podkładu na całej długości, a obciążenie w postaci dwóch sił pionowych o wartości 140kN, usytuowanych w przekrojach podszytowych. Oparcie podkładu na podsypce w części środkowej było mniejsze, gdyż wymiar dolnej krawędzi przekroju poprzecznego wynosił 120mm. Szerokość dolnej krawędzi w przekrojach podszytowych wynosiła 300mm. Ze względu na ukształtowanie podkładu INBK-7, podbijanie powinno być wykonane w obszarach podszytowych o długości 900mm, z pominięciem części środkowej o długości 700mm. Brak należytego podparcia podkładów w częściach podszytowych powoduje niekorzystne zwiększenie momentów zginających w ich częściach środkowych, a także w szynach i podkładach sąsiednich. Dodatkowe zagęszczenie podsypki następuje także pod wpływem oddziaływania podkładów podczas ruchu pociągów. Zagęszczenie to będzie jednak nierównomierne i pod wpływem długotrwałego obciążenia użytkowego mogą powstać zróżnicowane trwałe odkształcenia. Nierównomierne trwałe odkształcenia mogą być związane z lokalną mniejszą nośnością podłoża lub podsypki, wzajemnym przenikaniem gruntu i podsypki, zanieczyszczeniem podsypki, kruszeniem się ziaren podsypki, zmienną grubością podsypki itp. [3, 4]. Zjawiska te powodują konieczność uzupełniania lub wymiany podsypki i podbijania podkładów. Długotrwałe niewystarczające podparcie podszytowych obszarów podkładów prowadzi do powstania zawieszenia podkładów lub ich fragmentów.

Pełny zakres badań diagnostycznych podsypki zawiera: sprawdzenie wymiarów przekroju poprzecznego, pomiar uziarnienia, badanie zagęszczenia, zanieczyszczenia, zachwaszczenia i inne czynności, które są szczegółowo omówione w pracy [1]. Na podstawie wyników pełnego zakresu badania diagnostycznego podsypki i torowiska określa się potrzebę, zakres i rodzaj prac remontowych i eksploatacyjnych. Zaniedbywanie przeglądów i prac eksploatacyjnych w zakresie stanu podsypki może powodować nierównomierne trwałe osiadanie podsypki pod niektórymi podkładami lub ich podszytowymi fragmentami, co może doprowadzić do zawieszenia podkładów i zwiększenia podparcia środkowych ich fragmentów. Zbyt wysoki poziom podsypki w części środkowej zmienia projektowane podparcie podkładów. Oddziaływanie tłucznia podsypki na powierzchnie boczne środkowej części podkładów, nachylone pod kątem 45° do poziomu, powoduje zwiększone podparcie, którego wartość zbliżona jest do wartości podparcia przy oddziaływaniu podłoża na podkład o stałej szerokości dolnej krawędzi jego przekroju poprzecznego.



Rys. 1. Fragment końcowy zawieszonego podkładu w przypadku gdy strop tłucznia jest poniżej górnej krawędzi podkładów. Oszlifowane boczne powierzchnie podkładów oraz ziarna tłucznia do nich przyległe są koloru jasnego

3. Charakterystyczne oznaki zawieszenia podkładów

Badanie identyfikacyjne oparto na wielokrotnej obserwacji sześciu odcinków torowiska podczas ruchu taboru kolejowego. Poszczególne odcinki torów zawierały następującą liczbę podkładów: 216; 72; 285; 235; 326; 118, co odpowiada długości toru – odpowiednio: 140; 47; 185; 153; 212; 77m. Zawieszone fragmenty podkładów w torowisku identyfikowano podczas ruchu taboru kolejowego jako obszary torowiska, w których podkłady wykazywały znacznie większe przemieszczenia w stosunku do pozostałych.

Pod wpływem różnorodnych czynników losowych, atmosferycznych i technicznych, związanych z okresem eksploatacji nawierzchni, lokalnie może ulec zmniejszeniu współczynnik podatności podłoża. Przy braku zabiegów wzmacniających podsypkę lub podsypkę i podtorze może wystąpić dalsze pogorszenie charakterystyk podłoża. Zewnętrzną oznaką takiego zjawiska będą powiększające się przemieszczenia podkładu w rozważanym obszarze. Początkowo pod obciążeniem będą powstawały przemieszczenia podkładu wraz z podsypką. Proces ten może postępować, a jego efektem będzie powstanie pod podkładem trwałych odkształceń podłoża. Po odciążeniu toru, dzięki sztywności szyn, podkład (na słabym podłożu) przemieści się w położenie wyjściowe, a pod nim powstanie pustka. Miejsca zawieszenia podkładów stwierdzono makroskopowo podczas przejazdu taboru kolejowego.



Rys. 2. Fragment podszytny zawieszony fragmentu podkładu, gdy strop tłucznia znajduje się na poziomie górnej powierzchni podkładów. Górna powierzchnia podkładów i tłuczeń w obszarze podkładu są koloru jasnego

Podsypka wykonana z tłucznia skalnego, pod wpływem oddziaływania zewnętrznych warunków atmosferycznych (słońce, woda, wiatr, zanieczyszczenia) i upływu czasu zmienia barwę zewnętrznej powierzchni na kolor wypłowiały o zabarwieniu zbliżonym do otoczenia z dodatkiem szarobrunatnego. Podkłady, prawidłowo oparte na podsypce, pod obciążeniem eksploatacyjnym przemieszczają się wraz z podsypką. Inaczej zjawisko to przedstawia się, gdy podkłady są zawieszane. Zewnętrzną oznaką zawieszzonego podkładu podczas obciążenia taborem kolejowym jest jego większe osiadanie niż podkładów prawidłowo opartych (prawidłowo podbitych). Podkład zawieszony pod działaniem obciążenia początkowo przemieszcza się względem bezpośrednio przyległej podsypki w okresie zmniejszania się i likwidacji pustki. Przemieszczanie się podkładu względem przyległej podsypki będzie powstawało również podczas odciążenia. Cykliczne obciążanie i odciążanie zawieszzonego podkładu będzie powodowało kolejne przemieszczanie się go w stosunku do bezpośrednio przyległej podsypki. Ziarna podsypki tłuczniowej w obszarze zawieszzonego podkładu ocierają się o siebie i o podkład. Podczas wielu cykli obciążania i odciążania następuje szlifowanie się wzajemne ziaren podsypki, szlifowanie ziaren przez podkład oraz szlifowanie podkładu przez ziarna. W wyniku takiego szlifowania w obszarze zawieszonych podkładów ziarna kruszywa kamiennego przybierają kolor jasny. Ocierająca się o ziarna kruszywa powierzchnia podkładów uzyskuje odświeżony kolor naturalnego betonu, który wyraźnie różni się od koloru podkładów prawidłowo podbitych. Obszary, w których znajdują się podkłady zawieszane, są widoczne jako jasne plamy na po-

wierzchni nawierzchni kolejowej. W analizowanej nawierzchni kolejowej stwierdzono szereg takich kolorowych plam, które potem poddano obserwacji podczas obciążenia taborem kolejowym. Zależność pojawiania się jasnych plam od zawieszenia podkładów lub ich fragmentów potwierdziła się we wszystkich analizowanych przypadkach. Na załączonych fotografiach przedstawiono charakterystyczne obrazy oznak zawieszenia podkładów w nawierzchni.



Rys. 3. Przykłady fragmentu torowiska z wysokim poziomem tłucznia (strop tłucznia znajduje się powyżej górnej powierzchni podkładów sprężonych). Usytuowanie podkładów można zidentyfikować na podstawie widocznych elementów mocowania szyn. Tłuczeń nad zawieszonymi fragmentami podkładów ma kolor jasny na skutek szlifowania powstającego podczas ruchu pociągów



Rys. 4. Identyfikacja nieprawidłowego oparcia sąsiednich podkładów sprężonych na podsypce, na podstawie jasnego koloru ziaren tłucznia

Podsumowanie

Badanie stanu nawierzchni kolejowej i jej elementów może być realizowane w sposób profesjonalny przy wykorzystaniu metod, sprzętu i przyrządów kompleksowo omówionych w pracy [1]. Na podstawie wyników badań diagnostycznych można ustalić zakres prac remontowych. Przedstawiony w pracy sposób identyfikacji zawieszonych podkładów lub ich fragmentów może być przydatny do określenia tych obszarów toru kolejowego, w których podbicie podkładów powinno być wykonane w trybie natychmiastowym w celu wyeliminowania postępującej degradacji nawierzchni kolejowej. Brak podbicia podkładu lub jego fragmentu powoduje zwiększenie momentu zginającego w szynach oraz zwiększenie obciążenia przekazywanego od taboru kolejowego na sąsiednie podkłady. Zwiększone obciążenie sąsiednich podkładów może spowodować trwałe odkształcenia podsypki prowadzące do poszerzenia się zakresu degradacji nawierzchni.

Literatura

- [1] Bałuch H.: *Diagnostyka nawierzchni kolejowej*. WKŁ, Warszawa, 1978.
- [2] Basiewicz T.: *Nawierzchnia kolejowa z podkładami betonowymi*. WKŁ, Warszawa, 1969.
- [3] Batko M.: *Drogi kolejowe*. WKŁ, Warszawa, 1986.
- [4] Mazur S.: *Wybrane zagadnienia nośności nawierzchni kolejowej*. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1983.

Identification of suspended parts of prestressed cross-ties in railway subgrade

Summary: The designed and real schemes of bearing on ballast of prestressed cross-ties INBK-7. The sequences of irregular cross-ties bearing have been characterized. The characteristic signs of cross-ties bearing or its parts in railway subgrade have been presented.

Key words: railway surface, prestressed cross-ties, cross-ties bearing

Romuald Szelaǵ, Heliodor Tribińo¹

Stosowanie wyrobów budowlanych i obrót nimi w systemie krajowym. Analiza procesów monitoringu

Streszczenie: Autorzy analizują obecny stan prawny, który w ostatnim okresie ulegał zmianom w związku z przystąpieniem Rzeczypospolitej Polskiej do struktur UE, w zakresie dopuszczania do obrotu i stosowania wyrobów budowlanych w systemie krajowym. W artykule zawarto także wnioski wynikające z monitoringu rynku wyrobów budowlanych prowadzonego przez Wojewódzki Inspektorat Nadzoru Budowlanego w Białymstoku na terenie województwa podlaskiego. Efekty prac odnośnie procesu realizacji konstrukcji zostaną zaprezentowane osobno.

Słowa kluczowe: wyroby budowlane, system krajowy, legalizacja, monitoring

Wstęp

Przepisy dotyczące wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych w sensie przekazywania ich po raz pierwszy konsumentom, użytkownikom lub sprzedawcom przez producentów, importerów lub upoważnionych przedstawicieli, określono w ustawie z dnia 16 kwietnia 2004r. o wyrobach budowlanych [2]. Oznakowany wyrób oznacza, że jego producent lub upoważniony przedstawiciel, mający siedzibę na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej, dokonał oceny zgodności i wydał, na swoją wyłączną odpowiedzialność, krajową deklarację zgodności z Polską Normą lub aprobatą techniczną, bądź, że został uznany, w drodze decyzji administracyjnej wydanej przez właściwego Wojewódzkiego Inspektora Nadzoru Budowlanego, za regionalny wyrób budowlany. Regionalnym wyrobem budowlanym jest produkt wytwarzany tradycyjnie, na określonym terenie, na przykład

¹ Wojewódzki Inspektorat Nadzoru Budowlanego w Białymstoku

w województwie, przy użyciu metod sprawdzonych w trakcie wieloletniej praktyki i jest przeznaczony do lokalnego stosowania. Właściwy Wojewódzki Inspektor Nadzoru Budowlanego wydaje decyzję administracyjną o uznaniu wyrobu za regionalny wyrób budowlany po złożeniu wniosku przez producenta.

Obecnie na polskim rynku wyrobów budowlanych równolegle funkcjonują dwa odrębne systemy legalizacji:

- europejski, w którym wyroby wyróżnione są oznaczeniem CE;
- krajowy, do wyróżnienia którego stosowane są znaki budowlane „B”.

Systemem krajowym objęte są wyroby budowlane, dla których nie ustanowiono zharmonizowanych dyrektywą [1] norm lub wytycznych Europejskiej Organizacji ds. Aprobatach Technicznych (EOTA)². Wyroby budowlane, dla których istnieją kompatybilne normy lub wytyczne do europejskich aprobat technicznych będą mogły, być wprowadzane do obrotu na terytorium kraju po ich oznakowaniu znakiem budowlanym, o ile nie istnieje obowiązek znakowania symbolem CE. Obowiązek, o którym mowa, może być wprowadzony zgodnie z art. 5 ust. 4 ustawy [2] przez Ministra Infrastruktury, który wyda rozporządzenie, zawierające wykaz norm zharmonizowanych i wytycznych do europejskich aprobat technicznych. Zakres dotyczy zestawienia wyrobów budowlanych podlegających obowiązkowi oznakowania symbolem CE.

1. Zasady legalizacji i funkcjonowania przepisów dyrektywy NR 89/106/EWG a problem rozwiązań ustawowych i aktów wykonawczych państw członkowskich Unii Europejskiej

Potrzeba i konieczność stworzenia systemu legalizacji wyrobów budowlanych są ściśle związane z koncepcją dostosowania polskiego prawa w zakresie wyrobów budowlanych do prawa obowiązującego dotychczas w państwach Unii Europejskiej. Koncepcja przewidywała stworzenie polskiego systemu wprowadzania wyrobów do obrotu i przekształcenie w aspekcie całkowitej zgodności z przepisami unijnymi. Istotne jest sukcesywne dostosowanie się polskich producentów do zasad i procedur obowiązujących na obszarze wspólnego rynku międzynarodowego. Kolejnym aspektem stało się przygotowanie polskich jednostek certyfikujących i laboratoriów do zadań wynikających z treści postanowień dyrektywy [1].

² European Organisation for Technical Approvals, 1040 Bruxelles, Belgium

W okresie od lipca 1994r do 30 kwietnia 2004r, koncepcja wdrażania dyrektywy była realizowana na podstawie przepisów ustawy [3] – „Prawo budowlane”.

Proces dostosowania polskiego prawa do wymagań dyrektywy [1] realizowano wg. trzech kolejnych procedur, istotnych ze względu na zakres i chronologię.

- Wprowadzenie przepisów budowlanych uporządkowano formułując:
 - wymagania podstawowe dla obiektów budowlanych;
 - kryteria przydatności wyrobów budowlanych do stosowania w procesach inwestycji;
 - oceny przydatności do stosowania w budownictwie na podstawie zgodności z polskimi normami lub aprobatami technicznymi;
 - oceny zgodności wyrobów budowlanych, potwierdzone certyfikatami lub krajowymi deklaracjami zgodności.
- Zakres polskich przepisów budowlanych sklasyfikowano wyróżniając następujące czynności:
 - odrębną regulację dla wyrobów budowlanych stosowanych jednostkowo, powszechnie lub niemających istotnego wpływu na wymagania podstawowe;
 - definicje i procedury zestawienia wyrobów budowlanych;
 - sankcje karne i odpowiedzialność zawodowa za wprowadzenie do obrotu i stosowanie wyrobów budowlanych z naruszeniem obowiązujących przepisów.
- Proces aktualizacji polskich przepisów do dyrektywy 89/106/EWG, [1] przez adaptację treści ustawy [3] z dnia 16 kwietnia 2004r o wyrobach budowlanych.

2. Stosowanie wyrobów budowlanych i obrót nimi w systemie krajowym

System krajowy legalizacji wyrobów budowlanych pełni funkcję uzupełniającą w stosunku do systemu europejskiego. Jego zakres będzie sukcesywnie ograniczany w miarę publikowania kolejnych rodzajów wyrobów budowlanych objętych normami zintegrowanymi i EAT oraz obowiązkiem stosowania oznakowania CE. Do czasu wydania przez Ministra Infrastruktury rozporządzenia, wprowadzającego obowiązek znakowania CE, dopuszcza się fakultatywne umieszczanie przez producentów znaku budowlanego. Ponadto, zgodnie z przepisem art. 10 ustawy [2], dopuszcza się do jednostkowego stosowania w obiektach budowlanych wyroby wykonane według indywidualnej dokumentacji technicznej, sporządzonej przez projektanta obiektu lub z nim uzgodnionej, co do których producent lub sprzedawca wydał oświadczenie wskazujące zapewnienie zgodności wyrobu budowlanego

z dokumentacją i obowiązującymi przepisami. Indywidualna dokumentacja techniczna powinna zawierać (co najmniej) takie rozdziały jak:

- opis rozwiązania konstrukcyjnego;
- charakterystyka projektowanych materiałów;
- informacja dotycząca projektowanych właściwości użytkowych wyrobów;
- warunki zastosowania wyrobów budowlanych;
- instrukcja obsługi i eksploatacji.

Oświadczenie zapewniające o zgodności wyrobu budowlanego z dokumentacją i przepisami powinno zawierać treść określającą:

- nazwę i adres wydającego oświadczenie;
- nazwę wyrobu budowlanego oraz miejsce jego wytworzenia;
- identyfikację dokumentacji technicznej;
- stwierdzenie zgodności wyrobu z dokumentacją techniczną oraz przepisami;
- adres obiektu budowlanego, w którym wyrób budowlany ma być zastosowany;
- miejsce i datę wydania oraz podpis wydającego oświadczenie.

Z uwagi na konieczność uregulowania zasad wprowadzania do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie wyrobów budowlanych dopuszczonych przed 1 maja 2004r, wprowadzono przepisy przejściowe na podstawie art. 40 ustawy [2]. Wyroby budowlane, dopuszczone do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie przed 1 maja 2004r na podstawie przepisów ustawy z dnia 7 lipca 1994r. - Prawo Budowlane [3] i na zasadach w tych przepisach określonych, mogą być stosowane przy wykonywaniu robót budowlanych w rozumieniu ustawy [2]. Wyrób budowlany może być oznaczony znakiem budowlanym, jeżeli przed 1 maja 2004r wydano odpowiedni dokument: certyfikat na znak bezpieczeństwa, certyfikat zgodności, deklarację zgodności z Polską Normą lub Aprobata Techniczną, dopuszczający do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie w rozumieniu przepisów ustawy [3] oraz gdy nie minął termin ważności wydanego dokumentu.

Podstawowymi przepisami wykonawczymi określającymi zasady wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych w ramach systemu krajowego są:

- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004r w sprawie deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym, [4];
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 8 listopada 2004r w sprawie aprobat technicznych oraz jednostek organizacyjnych upoważnionych do ich wydawania, [5], które zastąpiło rozporządzenie [7] z roku 1998.

Na podstawie przepisów rozporządzenia [4] zostały określone zasady dotyczące deklarowania zgodności wyrobów budowlanych i ich oznaczanie znakiem budowlanym. Rozporządzenie [4] określiło w sposób szczegółowy zagadnienia związane z wprowadzeniem do obrotu i stosowania w budownictwie, określając wymogi dotyczące:

- sposobu deklarowania zgodności wyrobów budowlanych na podstawie oceny zgodności z polską normą lub aprobatami technicznymi;
- systemów oceny zgodności dla poszczególnych grup wyrobów budowlanych;
- sposobów oznaczenia wyrobów znakiem budowlanym;
- wzoru i zawartości krajowej deklaracji zgodności;
- niezbędnych informacji, które powinny być dołączone do wyrobu budowlanego po oznakowaniu.

Ponadto zostały określone definicje: specyfikacji technicznej, zakładowej kontroli produkcji, krajowego certyfikatu zgodności i krajowego certyfikatu zakładowej kontroli produkcji.

3. Procedura deklarowania zgodności wyrobów budowlanych przez producentów

W systemie krajowym wprowadzenie wyrobu budowlanego do obrotu powinno być poprzedzone potwierdzeniem, przez producenta lub upoważnionego przedstawiciela, zgodności wyrobu ze specyfikacją techniczną, przy założeniu spełnienia odpowiednich do przeznaczenia wymagań określonych w specyfikacji, mających wpływ na spełnienie wymagań podstawowych poprawności obiektu budowlanego. Dokumentem potwierdzającym spełnienie wymagań jest wystawiona krajowa deklaracja zgodności. Dokument taki oznacza, że producent oświadczył, na swoją wyłączną odpowiedzialność, że wyrób jest zgodny ze specyfikacją techniczną. Obowiązkiem producenta jest ponadto przechowywanie takiej deklaracji bezterminowo oraz przedkładanie jej na żądanie właściwym organom kontrolnym. Producent w ramach informacji dołączonej do wyrobu winien umieścić numer oraz datę wystawienia krajowej deklaracji zgodności.

System oceny zgodności wyrobów budowlanych powinien być określony w specyfikacji technicznej, na podstawie której wyrób został wyprodukowany. W sytuacji gdy specyfikacja techniczna nie określa systemu oceny zgodności, producent dokonuje oceny zgodności z zastrzeżeniem §15 rozporządzenia [4] według systemów oceny zgodności opracowanych w tablicy 1.

Tablica 1.

Rodzaj systemu oceny zgodności	Opis	Zadania producenta	Zadania akredytowanej jednostki
1+	Certyfikacja zgodności wyrobu przez akredytowaną jednostkę certyfikującą.	- prowadzenie zakładowej kontroli produkcji, - wykonywanie uzupełniających badań próbek pobranych w zakładzie produkcyjnym, prowadzonych przez producenta zgodnie z ustalonym planem badania,	- analogiczne jak w systemie 1, - badania sondażowe próbek pobranych w zakładzie produkcyjnym, na rynku lub placu budowy.
1	Certyfikacja zgodności wyrobu przez akredytowaną jednostkę certyfikującą.	- analogiczne jak systemie 1+,	- wstępne badanie typu, - wstępna inspekcja zakładu produkcyjnego i zakładowej kontroli produkcji, - nadzór, ocena i akceptacja zakładowej kontroli produkcji.
2+	Deklarowanie zgodności wyrobu przez producenta.	- analogiczne jak systemie 2, - badania próbek pobranych w zakładzie produkcyjnym zgodnie z ustalonym planem badania, jeżeli dodatkowo wymaga tego zharmonizowana specyfikacja techniczna.	- analogiczne jak w systemie 2, - ciągły nadzór, ocena i akceptacja zakładowej kontroli produkcji.
2	Deklarowanie zgodności wyrobu przez producenta.	- wstępne badanie typu, - zakładowa kontrola produkcji.	- certyfikacja zakładowej kontroli produkcji na podstawie wstępnej inspekcji zakładu produkcyjnego i zakładowej kontroli produkcji.
3	Deklarowanie zgodności wyrobu przez producenta.	- wstępne badanie typu prowadzone przez akredytowane laboratorium, - zakładowa kontrola produkcji.	
4	Deklarowanie zgodności wyrobu przez producenta.	- wstępne badanie typu prowadzone przez producenta, - zakładowa kontrola produkcji.	

Gdy specyfikacja techniczna wyrobu budowlanego nie określa jednoznacznie systemu oceny zgodności, producent może, do dnia 31 grudnia 2006 r., dokonać oceny zgodności, stosując system 1 do wyrobów budowlanych wymienionych w załączniku nr 3 do rozporządzenia [4] oraz w przypadku wyrobów nieujętych w tym załączniku (system 4). Przyporządkowanie poszczególnych systemów oceny zgodności do konkretnych grup wyrobów budowlanych opisano w załączniku nr 1 do rozporządzenia [4]. Z tablicy 1 wynika, że podstawowymi trzema rodzaja-

mi dokumentów dopuszczających wyroby budowlane do obrotu i stosowania w budownictwie w ramach systemu krajowego są:

- krajowy certyfikat zgodności, wystawiony przez akredytowaną jednostkę certyfikującą;
- krajowa deklaracja zgodności, wystawiona przez producenta lub upoważnionego przedstawiciela;
- krajowy certyfikat zakładowej kontroli produkcji, wystawiony przez akredytowaną jednostkę certyfikującą.

Krajowy certyfikat zgodności powinien zawierać następujące informacje: nazwę i adres jednostki certyfikującej; nazwę, siedzibę i adres producenta oraz zakładu produkcyjnego; opis wyrobu budowlanego zawierający rodzaj i zastosowanie; określenie specyfikacji technicznej; warunki wynikające z treści specyfikacji dotyczące stosowania wyrobu; numer wydanego certyfikatu; warunki i okres ważności dokumentu; imię, nazwisko i stanowisko osoby upoważnionej do autoryzowania certyfikatu.

Informacje stanowiące zawartość krajowego certyfikatu zakładowej kontroli produkcji w praktyce są równoważne informacjom zawartym w krajowym certyfikacie zgodności. Różnica w zakresie zawartości informacji polega na tym, że zamiast określenia warunków dotyczących stosowania wyrobu budowlanego, wynikających ze specyfikacji technicznej, certyfikat zakładowej kontroli produkcji musi zawierać informację o warunkach dotyczących systemu zakładowej kontroli produkcji. Oprócz powyższych dokumentów, które mogą być wystawione jedynie przez akredytowane jednostki certyfikujące, istnieje możliwość deklarowania zgodności wyrobu budowlanego ze specyfikacją techniczną przez producenta lub przedstawiciela i wydanie krajowej deklaracji zgodności. Wzór krajowej deklaracji zgodności, zastępującej deklarację zgodności określoną w Rozporządzeniu Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 31 lipca 1998r [6], zawarto w załączniku nr 2 do Rozporządzenia Ministra Infrastruktury [4].

Zawartość krajowej deklaracji zgodności dotyczy następujących informacji:

- numeru krajowej deklaracji zgodności nadanej przez wydającego;
- nazwy, siedziby i adresu producenta oraz adresu zakładu produkcyjnego;
- identyfikacji wyrobu budowlanego (nazwa, nazwa handlowa, typ, odmiana, gatunek, klasa oraz przeznaczenie i zakres stosowania wyrobu);
- identyfikacji specyfikacji technicznej, która potwierdza zgodność numeru, tytułu, roku ustanowienia Polskiej Normy, tytułu i roku wydania aprobaty technicznej oraz nazwy jednostki aprobowanej;

- oświadczenia producenta o spełnieniu wymagań specyfikacji technicznej przez wyrób budowlany;
- nazwy i adresu jednostki certyfikującej lub laboratorium oraz numeru certyfikatu, raportu z badań typu, jeżeli taka jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego;
- miejsca i daty wydania krajowej deklaracji zgodności;
- imienia i nazwiska oraz stanowiska i podpisu osoby upoważnionej do wydania krajowej deklaracji zgodności.

4. Znak budowlany i informacje zintegrowane

Producent, który wydał krajową deklarację zgodności obowiązany jest przed wprowadzeniem wyrobu do obrotu umieścić na nim znak budowlany. Wzór znaku określono w załączniku nr 1 do ustawy [2]. Oznaczenie wyrobu informuje, że jest on zgodny ze specyfikacją techniczną, co potwierdza dokonana ocena zgodności. Oznakowany wyrób powinien ponadto zawierać następujące informacje:

- nazwę, siedzibę i adres producenta oraz adres zakładu produkującego wyrób budowlany;
- nazwę, nazwę handlową, typ, odmianę, gatunek i klasę według specyfikacji technicznej;
- numer i rok publikacji Polskiej Normy wyrobu lub aprobaty technicznej, z którą potwierdzono zgodność produktu;
- numer i datę wystawienia krajowej deklaracji zgodności;
- inne dane uzupełniające, jeżeli są wymagane specyfikacją techniczną;
- nazwę jednostki certyfikującej, jeżeli jednostka taka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności.

Powyższe informacje powinny być dołączone do wyrobu w formie pisemnej, zgodnie z wymogami specyfikacji technicznej wyrobu, lub, w wypadku braku takich wymogów, w sposób umożliwiający zapoznanie się z nimi przez osobę stosującą wyrób. Znak budowlany powinien być umieszczony na wyrobie, zgodnie ze wskazaniem specyfikacji technicznej, lub też na dołączonej etykiecie. Możliwe jest również umieszczenie oznakowania na opakowaniu zbiorczym lub opakowaniu jednostkowym. Gdy wyrób budowlany zostaje wprowadzony do obrotu bez opakowania, na przykład kruszywo, oznakowanie wraz z dołączoną informacją powinno stanowić jeden z dokumentów handlowych.

5. Udzielanie, zmiana lub uchylanie aprobat technicznych przez uprawnione instytucje w ramach systemu krajowego

Na podstawie przepisów Rozporządzenia Ministra Infrastruktury [5] określono:

- sposób udzielania, zmiany i uchylania aprobat technicznych;
- jednostki organizacyjne upoważnione do wydawania aprobat;
- wysokość odpłatności z tytułu weryfikacji wniosku o udzielenie aprobaty technicznej;
- sposób ustalania odpłatności za przeprowadzone czynności związane z udzieleniem, zmianą lub wydłużeniem ważności aprobaty technicznej.

W systemie krajowym producent często napotyka problem związany z brakiem stosownej specyfikacji technicznej wyrobu budowlanego. Konieczne jest wówczas zwrócenie się z wnioskiem o udzielenie aprobaty technicznej do właściwej jednostki aprobowanej. Jednostka aprobowana dokonuje rejestracji wniosku, a następnie prowadzi w formie pisemnej stosowne postępowanie aprobacyjne. W terminie miesiąca, począwszy od dnia rejestracji, jednostka aprobowana dokonuje weryfikacji wniosku oraz zawiadamia wnioskodawcę o konieczności przeprowadzenia postępowania aprobacyjnego lub odmawia, w formie pisemnej, wszczęcia takiego postępowania. W sytuacji pozytywnego zaopiniowania wniosku producenta, wszczęcie postępowania aprobacyjnego następuje w terminie określonym w porozumieniu stron. Gdy porozumienie nie stanowi inaczej, w okresie dwóch miesięcy od dnia wszczęcia postępowania aprobacyjnego, jednostka aprobowana przedstawia w formie pisemnej swoje stanowisko z określeniem:

- rodzaju, przedmiotu i metody dodatkowych badań laboratoryjnych wraz z uzasadnieniem konieczności ich wykonania;
- zakresu i przedmiotu dodatkowych uzasadnień obliczeniowych i wykazu dodatkowych danych, sprawozdań oraz certyfikatów, atestów i opinii wynikających z odrębnych przepisów oraz właściwe laboratoria do wykonania badań;
- laboratoriów akredytowanych zgodnie z przepisami o systemie oceny zgodności;
- laboratoriów zagranicznych, jeżeli wynika to z umów międzynarodowych oraz laboratoriów notyfikowanych Komisji Europejskiej, zgodnie z dyrektywą Rady 89/106/EWG [1];
- innych laboratoriów krajowych i zagranicznych, z którymi jednostka aprobowana zawarła porozumienie.

Po uzyskaniu kompletu sprawozdań z badań oraz pozostałych dokumentów konieczna jest ocena przydatności wyrobu budowlanego do stosowania w budow-

nictwie. Na tym etapie jednostka aprobująca wydaje aprobatę techniczną lub odmawia jej wydania wraz z uzasadnieniem w terminie dwóch miesięcy od dnia uzyskania dokumentacji z badaniami. Wydanie aprobaty technicznej po pozytywnej weryfikacji następuje w terminie 6 tygodni od dnia uzyskania przez jednostkę aprobującą sprawozdania z badań wraz z dokumentami. Tak wydana aprobata techniczna obowiązuje od dnia jej wydania przez okres 5 lat. Okres ten może być przedłużony na wniosek właściciela bez konieczności prowadzenia kolejnego postępowania aprobacyjnego. Aprobata techniczna, pomimo pięcioletniego okresu obowiązywania, w wyniku zmian właściwości użytkowych i własności technicznych może ulec modyfikacji przeprowadzonej przez jednostkę, wydającą, na wniosek producenta wyrobu budowlanego zamieniającego materiał, parametry konstrukcyjne, technologiczne, które mogą mieć wpływ na własności użytkowe lub zwiększenie zakresu stosowania wyrobu. Zmiana właściwości użytkowych i własności technicznych, określonych w aprobacie technicznej, dokonywana jest w trybie zmiany aprobaty po przeprowadzeniu postępowania aprobacyjnego. Możliwe jest także uchylene aprobaty technicznej przez jednostkę aprobującą w wypadku zmian w odrębnych przepisach, między innymi ustanowionych przez organizacje międzynarodowe. Aprobata techniczna może zostać uchylona na wniosek Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego po przeprowadzeniu postępowania wyjaśniającego z udziałem wnioskodawcy lub z inicjatywy jednostki udzielającej aprobaty.

Na podstawie §16 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury, [5] do udzielania, uchylania, zmiany aprobat technicznych upoważnione są wymienione jednostki aprobujące.

- *Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie.*
- *Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Techniki Instalacyjnej „Instal” w Warszawie.*
- *Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie.*
- *Instytut Nafty i Gazu w Krakowie.*
- *Centralny Ośrodek Badawczo - Rozwojowy Przemysłu Elementów Wyposażenia Budownictwa "Metalplast" w Poznaniu.*
- *Instytut Energetyki w Warszawie.*
- *Instytut Ochrony Środowiska w Warszawie.*
- *Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie.*
- *Centrum Naukowo - Techniczne Kolejnictwa w Warszawie.*
- *Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Przemysłu Izolacji Budowlanej „Izolacja” w Katowicach.*
- *Główny Instytut Górnictwa w Katowicach.*

- *Centrum Naukowo - Badawcze Ochrony Przeciwpowodzi w Józefowie.*
- *Instytut Budownictwa, Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa w Warszawie.*
- *Instytut Melioracji i Użytków Zielonych w Falentach.*
- *Instytut Łączności w Warszawie.*
- *Centralny Ośrodek Chłodnictwa w Krakowie.*

Instytut Techniki Budowlanej prowadzi centralny rejestr udzielonych i uchylonych aprobat technicznych.

6. Ocena systemu i wnioski

W monitoringu i kontroli wyrobów budowlanych, przeprowadzonych od lipca 2004 r. w ramach Wydziału Wyrobów Budowlanych Wojewódzkiego Inspektoratu Nadzoru Budowlanego, zweryfikowano na obszarze województwa podlaskiego funkcjonowanie krajowego systemu wprowadzania do obrotu i stosowania wyrobów budowlanych. Chociaż analizowany w publikacji system ma cechy rozwiązań tymczasowych, znacząca liczba dotychczas kontrolowanych producentów wyrobów budowlanych wprowadza własne wyroby do obrotu opierając się właśnie na tym systemie. Główną przyczyną efektywności stosowania systemu krajowego wśród producentów jest produkcja wyłącznie na potrzeby lokalnego rynku, a w znacznie mniejszym stopniu dystrybucja na rynku międzynarodowym. W naszym regionie tylko nieliczne podmioty eksportują swoje wyroby na rynek Unii Europejskiej oraz na rynki wschodnie.

W reprezentatywnej liczbie kontrolowanych sprzedawców wyrobów budowlanych stwierdzono, że oferowane wyroby w większości oznaczone są znakiem budowlanym, co również potwierdza dominację systemu krajowego, a jednocześnie wykazuje brak ekspansji wyrobów budowlanych pochodzących bezpośrednio z obszaru Unii Europejskiej. Czynności kontrolne w stosunku do producentów, jak również sprzedawców, stanowią podstawę do sformułowania rodzajów nieprawidłowości jakie ujawniane są najczęściej. Przyjmując za kryterium liczbę uchybień, nieprawidłowości sklasyfikowano w następującej kolejności:

- brak numeru i daty wystawienia krajowej deklaracji zgodności na etykiecie dołączonej do wyrobu;
- brak kompletnej informacji dołączonej do wyrobu, a wymaganej zgodnie ze specyfikacją techniczną;
- deklaracja zgodności przekazywana razem z wyrobem;

- powoływanie się producenta w etykiecie dołączonej do wyrobu na specyfikacje techniczne mające status wycofanych lub nieodpowiadające profilowi produkcji;
- krajowa deklaracja zgodności, wystawiona przez producenta po terminie wprowadzenia wyrobu budowlanego do obrotu.

Prace związane z monitoringiem poprawności dokumentacji i jakości produkcji umożliwiły autorom krytyczną ocenę procedur:

- wystawianie krajowej deklaracji zgodności, a następnie przesyłanie jej nabywcy;
- brak opracowania zakładowej kontroli produkcji;
- umieszczanie na wyrobach numeru certyfikatu zgodności bez podawania numeru i daty wystawienia krajowej deklaracji zgodności;
- powoływanie się na niewłaściwe specyfikacje techniczne, normy branżowe bądź polskie normy, mające status wycofanych lub archiwalnych;
- posługiwanie się nieobowiązującym wzorem deklaracji zgodności, określonym w Rozporządzeniu Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji, [6];
- etykieta dołączona do wyrobu przez producenta niespełniająca wymogów przepisu §12 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury, [11];
- umieszczenie na etykiecie wyrobu lub bezpośrednio na wyrobie znaku bezpieczeństwa bez podania numeru obowiązującego certyfikatu na znak bezpieczeństwa będącego podstawą do umieszczenia takiego oznakowania.

Pomimo ustalonych nieprawidłowości, stwierdzonych w trakcie prac i analiz kontrolnych, należy podkreślić, że zarówno zdecydowane działania producentów, polegające na niezwłocznym eliminowaniu stwierdzonych nieprawidłowości, jak również coraz bardziej powszechna znajomość wśród firm handlowych i producentów obowiązujących przepisów, skutkująca tym, że wyroby wprowadzane do obrotu i stosowania w budownictwie w systemie krajowym, w coraz mniejszym zakresie zawierają prezentowane w publikacji nieprawidłowości i uchybienia. Natomiast w grupie wyrobów wprowadzanych na rynek krajowy przez producentów z obszaru Unii Europejskiej i nieuporządkowanych lub wadliwie upoważnionych przedstawicieli producentów, mających swoje siedziby poza obszarem Rzeczypospolitej Polskiej, sytuację ocenia się negatywnie. W Wojewódzkim Inspektoracie Nadzoru Budowlanego pod kierunkiem Podlaskiego Wojewódzkiego Inspektora Nadzoru Budowlanego Jakuba Grzegorzcyka wydawane są decyzje zezwalające na dopuszczenie do obrotu w systemie wyrobów regionalnych a prowadzone równoległe kontrole mają na celu eliminację stwierdzanych nieprawidłowości przy stosowaniu systemu krajowego wprowadzania materiałów budowlanych do obrotu.

Wykaz aktów prawnych

- [1] Dyrektywa Nr 89/106/EWG z dnia 21 grudnia 1988r. w sprawie zbliżenia przepisów ustawowych, wykonawczych i administracyjnych państw członkowskich odnoszących się do wyrobów budowlanych /Dz. Urz. WE L 40 z 11.02.1989/.
- [2] Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004r. o wyrobach budowlanych /Dz. U. Nr 92, poz. 881 z 2004 r./.
- [3] Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. – Prawo budowlane /Dz. U. Nr 207, poz. 2016 z 2003r./.
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004r. w sprawie deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym /Dz. U. Nr 198, poz. 2041 z 2004r./.
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 8 listopada 2004r. w sprawie aprobat technicznych oraz jednostek organizacyjnych upoważnionych do ich wydania /Dz. U. Nr 249, poz. 2497 z 2004r./.
- [6] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 31 lipca 1998r. w sprawie systemów oceny zgodności, wzoru deklaracji zgodności oraz sposobu znakowania wyrobów budowlanych dopuszczonych do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie /Dz. U. Nr 113, poz. 728 z 1998r./.
- [7] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 5 sierpnia 1998r. w sprawie aprobat i kryteriów technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych /Dz. U. Nr 107, poz. 679 z 1998r. oraz Nr 8, poz. 71 i Nr 25, poz. 256 z 2002r./.

Turnover and applying of building articles in accordance with domestic system. Analysis of monitoring processes

Summary: Authors analyse current legal state connected with turnovering and applying of building articles in accordance with domestic system after accession to UE structures. This article contains also conclusion resulting from monitoring of building

articles market, carried on by Provincial Inspectorate of Building Supervision on the area of Podlaskie province. The effects of common works from point of view connected with construction realization will be presented separately.

Key words: building articles, domestic system, legalization, monitoring

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

Rościław Tribiło, Adam Walendziuk

MODEL NUMERYCZNY DETERIORACJI NA GRANICY FAZ W OŚRODKACH KRUCHYCH

Streszczenie: Praca zawiera oryginalną koncepcję procesów kształtowania modeli ośrodków kruchych z efektem postępującej deterioracji struktury wewnętrznej. Szczególnie ważny okazał się problem analizy warstw kontaktowych w ośrodkach wielofazowych, który rozwiązano wykorzystując metody i procesy numeryczne.

Słowa kluczowe: materiały heterogeniczne, warstwa kontaktowa, analiza numeryczna

1. Wstęp

Intuicyjna interpretacja materiału kruchego nie jest jednoznaczna ze ścisłą definicją algebraiczną procesów technicznych. Nieprecyzyjne są również próby definiowania miary, klasyfikujące badany materiał. Wyniki techniczne mogą stanowić podstawę klasyfikacji materiału jako kruchego, gdy faza odkształceń plastycznych jest szczątkowa lub występują szczątkowe odkształcenia trwałe poprzedzające proces pękania. Lawn i Marshall [13] zdefiniowali wskaźnik kruchości, *index of brittleness*, wyrażony ilorazem twardości i ciągliwości. Identyfikację materiału jako kruchego wiąże się często z wartością ilorazu wytrzymałości materiału w procesach ściskania i rozciągania. Powszechnie wykorzystywana jest jedynie teoria inżynierska do klasyfikowania jako kruchych, takich materiałów jak skały, beton, ceramika, szkło. Przykłady typowych zastosowań inżynierskich autorzy uogólniają na wiedzę z zakresu innych dziedzin.

Aksjomat biozgodności [21] warunkuje metody analizy funkcjonalnej w biomechanice [3], [14]. Kruche tkanki twarde są eliminowane przez konglomeraty lub łączone materiałami trwałymi w stomatologii, chirurgii i ortopedii. Kruchość tkanek twardych wzrasta u osób diagnozowanych osteoporozą [1], [20], co obecnie często opisuje się terminologią popularnonaukową.

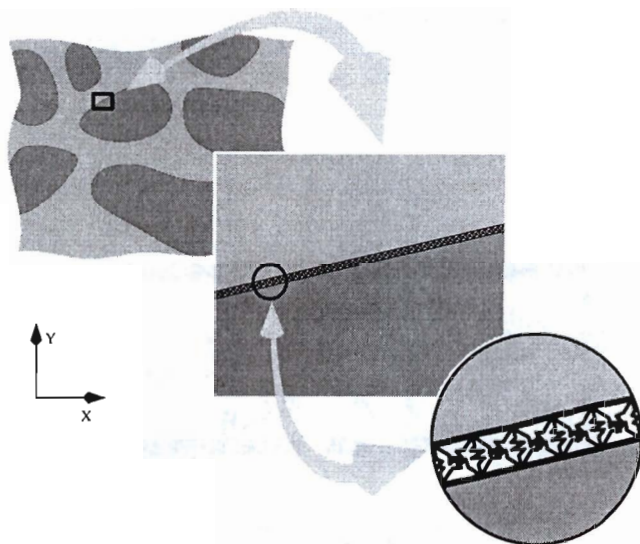
Czynnikiem technicznym wyróżniającym materiały kruche i metale jest zmienność właściwości, zapoczątkowana głównie w procesach wytwarzania [18]. Niejednorodność struktury oraz wywołane procesem technologicznym defekty czy strefy naprężeń wewnętrznych, przyczyniają się do losowych zmian właściwości materiałów i wpływają na skutki ich stosowania. Stany destrukcji struktur kruchych obserwuje się również jako efekt towarzyszący procesom wytwarzania materiałów złożonych z wielu faz stałych. Ze względu na wrażliwość materiałów kruchych z wadami wewnętrznymi, rozwarstwiania na granicach faz następują przed odkształceniem plastycznym. Badania wykazują [11], [12], że na powierzchniach kontaktowych w ośrodkach kruchych, obserwuje się defekty niemające związku z procesami obciążeń zewnętrznych, które po obciążeniu rozprzestrzeniają się, co interpretowane jest jako efekt propagacji.

Współczesne prace naukowe wskazują na rozwój badań w zakresie modelowania materiałów kruchych realizowanych w obszarach o wymiarach mezoskali [15, 16]. Przedmiotem realizowanych prac są badania nad materiałami skalnymi i betonem [2], [5, 6], [10], [19], [22], materiałami ceramicznymi [9], kompozytami z wyróżnioną matrycą [4]. Odrębną grupę stanowią zagadnienia biomechaniki publikowane przeważnie w periodykach medycznych [7], [8], [17].

Praca zawiera oryginalną koncepcję sformalizowania modelu ośrodków kruchych, która uwzględnia postępującą deteriorację struktury wewnętrznej warstw kontaktowych w ośrodkach wielofazowych. Deterioracja definiowana jest jako proces zmian w budowie ośrodka poddanego wpływom czynników zewnętrznych, prowadzący do dezintegracji jego struktury. Efektem tych zmian jest degradacja właściwości określonych sztywnością oraz wytrzymałością ośrodka. W ośrodkach wielofazowych proces ten inicjowany jest w obszarach kontaktu wyodrębnionych faz stałych.

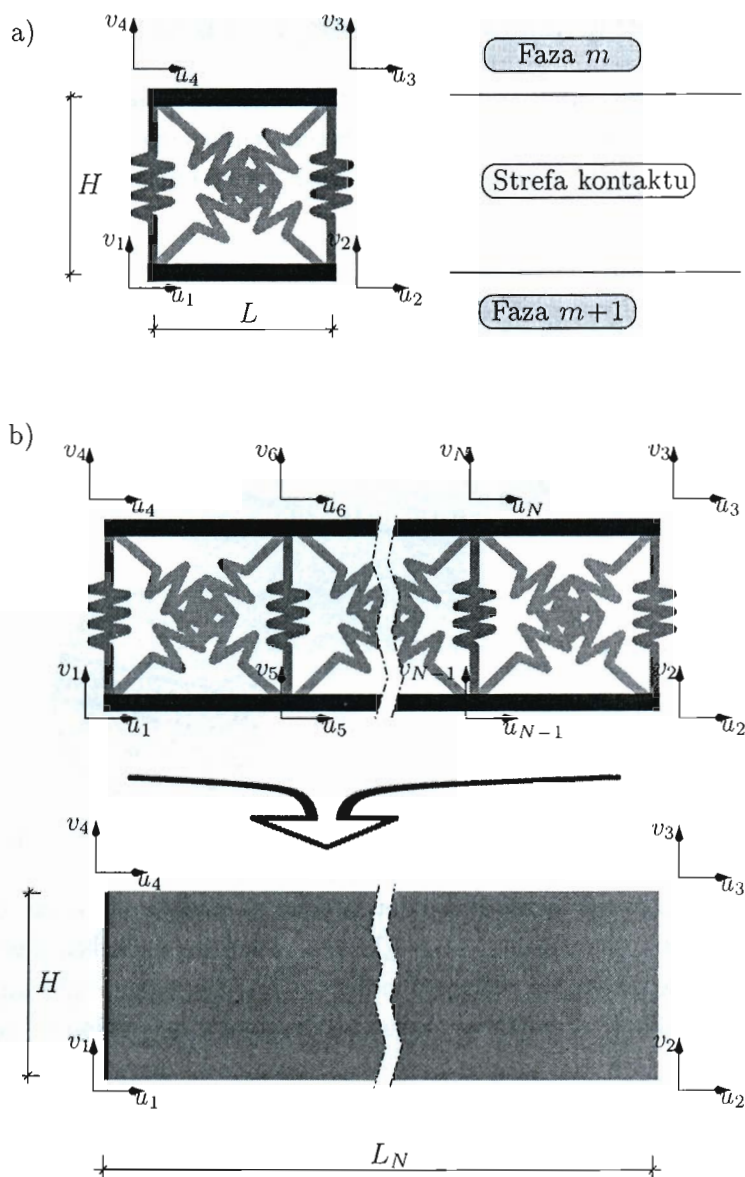
2. Model numeryczny warstwy kontaktowej w ośrodku heterogenicznym

Opracowano oryginalny model numeryczny elementu umożliwiającego analizę warstw kontaktowych w ośrodkach heterogenicznych o wyodrębnionych fazach stałych. Uogólnioną strukturę poddaną procesom analizy autorzy prezentują na rysunku 1.



Rys. 1. Struktura obszaru wielofazowego oraz koncepcja modelu strefy kontaktu

Element daje możliwość identyfikacji deterioracji połączeń międzyfazowych postępującej w wyniku obciążenia. Początkowa konfiguracja struktury wewnętrznej obszaru może odwzorowywać dokładne połączenie a także nieciągłości na granicy faz ośrodków. Realizacja założenia przebiega na poziomie wewnętrznych więzów sprężystych łączących wielospójne podobszary, przy uwzględnieniu faktu, że proces destrukcji może być inicjowany w warunkach złożonych stanów naprężeń. Dominujący wpływ mają, jak się okazuje, wartości naprężeń rozciągających usystematyzowane w macierzowej reprezentacji tensora naprężenia. Pojęcie więzu wewnętrznego utożsamiane jest z cechami budowy ośrodka wielofazowego, które reprezentują możliwość transmisji sił w strefie kontaktu i charakteryzują wytrzymałość tej strefy. Po ustaleniu konfiguracji



Rys. 2. Budowa modelu a) struktura komórki wirtualnej b) struktura N komórek wirtualnych oraz ilustracja efektów procesu homogenizacji

wewnętrznej struktury element poddawany jest homogenizacji numerycznej, w wyniku której otrzymuje się macierz sztywności. Na rysunku 2 pokazano strukturę komórki wirtualnej oraz element złożony z N komórek. Liczba stopni swobody węzłów elementu przed homogenizacją wynosi $4(N + 1)$ i jest stała w procesie analizy. Otrzymana w procesie homogenizacji struktury macierz sztywności jest stopnia ósmego. Oznaczenia stopni swobody węzłów przed wykonaniem procesu homogenizacji i po jego wykonaniu pokazano na rysunku 2. Homogenizacja numeryczna polega na wyeliminowaniu stopni swobody węzłów oznaczonych symbolami $u_5, v_5, \dots, u_N, v_N$. Układ równań liniowych określający zależność między wektorem niewiadomych $\mathbf{q}'_N$ uporządkowanym w następujący sposób

$$\mathbf{q}'_N = \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_s \\ \mathbf{q}_r \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{q}_s = \{u_1, v_1, \dots, u_4, v_4\}^T, \quad \mathbf{q}_r = \{u_5, v_5, \dots, u_N, v_N\}^T \quad (1)$$

oraz wektorem obciążenia $\mathbf{Q}'_N$

$$\mathbf{Q}'_N = \begin{Bmatrix} \mathbf{Q}_s \\ \mathbf{Q}_r \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{Q}_s = \{U_1, V_1, \dots, U_4, V_4\}^T, \quad \mathbf{Q}_r = \{U_5, V_5, \dots, U_N, V_N\}^T \quad (2)$$

zapisuje się w notacji macierzowej formą

$$\mathbf{K}'_N \mathbf{q}'_N = \mathbf{Q}'_N. \quad (3)$$

Przyjmując założenie, że transmisja obciążeń w strefie kontaktu przebiega na kierunkach stopni swobody definiujących wektor $\mathbf{q}_s$, układ równań (3) można interpretować w formie

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sr} \\ \mathbf{K}_{rs} & \mathbf{K}_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_s \\ \mathbf{q}_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{Q}_s \\ \mathbf{Q}_r \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

systematyzującej równania równowagi porządkiem określonym współrzędnymi wektorów (1) oraz (2). Podmacierze występujące w równaniu (4) dla elementu

utworzonego N komórek wirtualnych mają wymiary

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_{ss} &\longrightarrow 8 \times 8, \\ \mathbf{K}_{sr} &\longrightarrow 8 \times 4(N-1), \\ \mathbf{K}_{rs} &\longrightarrow 4(N-1) \times 8, \\ \mathbf{K}_{rr} &\longrightarrow 4(N-1) \times 4(N-1). \end{aligned}$$

Wykonując mnożenie przewidziane równaniem (4), otrzymuje się układ dwóch równań

$$\begin{cases} \mathbf{K}_{ss}\mathbf{q}_s + \mathbf{K}_{sr}\mathbf{q}_r = \mathbf{Q}_s, \\ \mathbf{K}_{rs}\mathbf{q}_s + \mathbf{K}_{rr}\mathbf{q}_r = \mathbf{Q}_r. \end{cases} \quad \begin{matrix} (5a) \\ (5b) \end{matrix}$$

Zgodnie z przyjętym założeniem wielkości statyczne tworzące wektor $\mathbf{Q}_r$ przyjmują wartości równe zero, wobec czego z układu równań (5) można wyeliminować wektor przemieszczeń $\mathbf{q}_r$. Przekształcając równanie (5b) i podstawiając do (5a), otrzymuje się kolejno

$$\mathbf{Q}_r = 0 \implies \mathbf{q}_r = -\mathbf{K}_{rr}^{-1}\mathbf{K}_{rs}\mathbf{q}_s, \quad (6)$$

$$\mathbf{K}_{ss}\mathbf{q}_s + \mathbf{K}_{sr}(-\mathbf{K}_{rr}^{-1}\mathbf{K}_{rs}\mathbf{q}_s) = \mathbf{Q}_s, \quad (7)$$

$$(\mathbf{K}_{ss} - \mathbf{K}_{sr}\mathbf{K}_{rr}^{-1}\mathbf{K}_{rs})\mathbf{q}_s = \mathbf{Q}_s. \quad (8)$$

Wynikiem jest macierz sztywności otrzymana w procesie numerycznej homogenizacji, wyrażona związkiem

$$\mathbf{K}_N = \mathbf{K}_{ss} - \mathbf{K}_{sr}\mathbf{K}_{rr}^{-1}\mathbf{K}_{rs}. \quad (9)$$

Wyznaczenie elementów macierzy $\mathbf{K}_N$ jest możliwe, jeżeli istnieje macierz odwrotna do $\mathbf{K}_{rr}$. Istnienie macierzy $\mathbf{K}_{rr}^{-1}$ autorzy dowiedli wykorzystując warunek, że podmacierz $\mathbf{K}_{rr}$ jest macierzą współczynników przy niewiadomych w podukładzie równań

$$\mathbf{K}_{rr}\mathbf{q}_r = \mathbf{Q}_r. \quad (10)$$

Interpretacją mechaniczną podukładu liniowych równań równowagi zapisanych związkiem (10), jest struktura nieposiadająca możliwości przemieszczeń

wzdłuż kierunków stopni swobody $u_1, v_1, \dots, u_4, v_4$. Spełniony zostaje wówczas warunek geometrycznej niezmienności struktury elementu. Wynika stąd, że rozwiązanie układu równań (10) jest jednoznaczne, gdyż macierz $\mathbf{K}_{rr}$ jest nieosobliwa i istnienie macierzy odwrotnej $\mathbf{K}_{rr}^{-1}$ pozostaje dowiedzione.

Przyjmując w równaniu (8) oznaczenia $\mathbf{q}_N = \mathbf{q}_s$ oraz $\mathbf{Q}_N = \mathbf{Q}_s$, układ równań równowagi elementu homogenicznego złożonego z N wirtualnych komórek, zapisuje się w postaci

$$\mathbf{K}_N \mathbf{q}_N = \mathbf{Q}_N. \quad (11)$$

3. Element z określoną deterioracją wewnętrzną oraz proces propagacji uszkodzenia

W wyniku zmiany obciążenia ośrodka, zmianie ulega jego konfiguracja. Zmiany konfiguracji ciała następują do chwili osiągnięcia stanu równowagi. W ośrodkach o budowie wielofazowej zmianom ulegają właściwości warstw stykowych, spowodowane propagacją defektów budowy wewnętrznej. Przyjęto, że element jest modelem uwzględniającym początkową deteriorację struktury wewnętrznej przed obciążeniem ośrodka. W strefie kontaktu faz stałych, wykonuje się to przez zmianę właściwości więzów wewnętrznych. Przyjmując, że reprezentatywna powierzchnia przekroju poprzecznego więzu sprężystego oznaczonego symbolem i , wynosi $A_0^{(i)}$, natomiast powierzchnia uszkodzeń $A_d^{(i)}$, parametr uszkodzenia więzu $D^{(i)}$ definiuje się równością

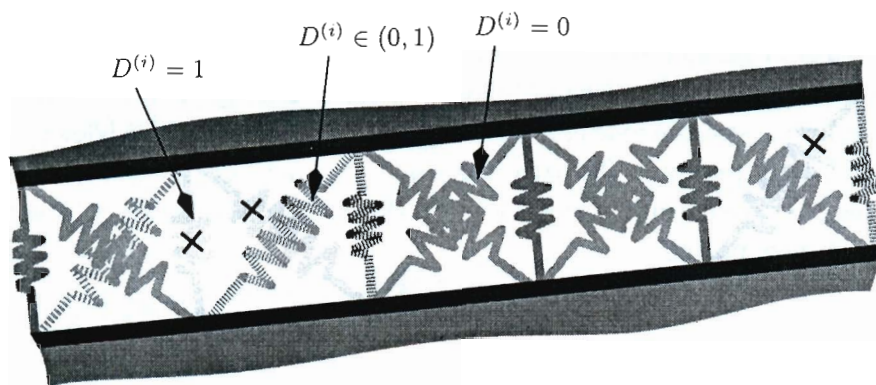
$$D^{(i)} = \frac{A_d^{(i)}}{A_0^{(i)}}, \quad 0 \leq D^{(i)} \leq 1. \quad (12)$$

Efektywna powierzchnia więzu i , przez którą może następować transmisja obciążenia, wyrażona jest związkiem

$$A^{(i)} = A_0^{(i)} - A_d^{(i)}. \quad (13)$$

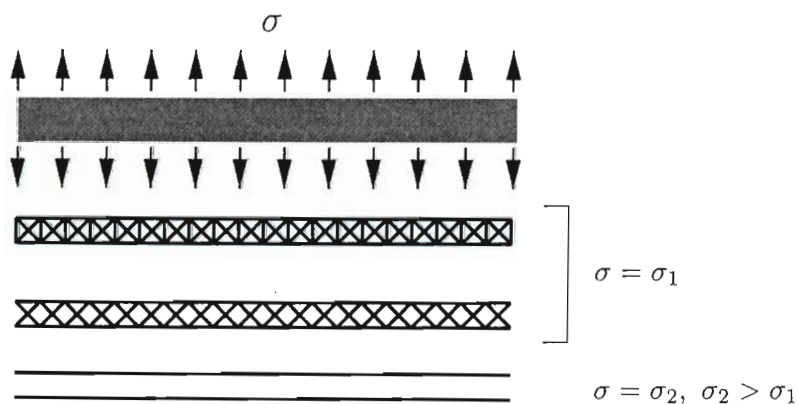
Zmiana obciążenia może powodować zwolnienie więzu, to jest jego zerwanie. Kryterium zerwania więzu wewnętrznego, przyjmuje się w postaci nierówności

$$\sigma^{(i)} \geq \sigma_{gr}, \quad \sigma^{(i)} = \frac{\sigma_0^{(i)}}{1 - D^{(i)}}. \quad (14)$$

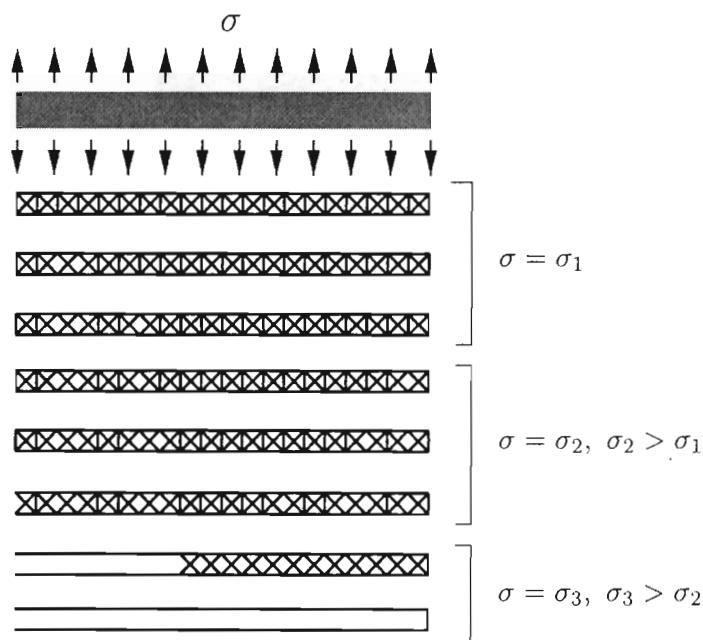


Rys. 3. Deterioracja wewnętrznej struktury elementu kontaktowego

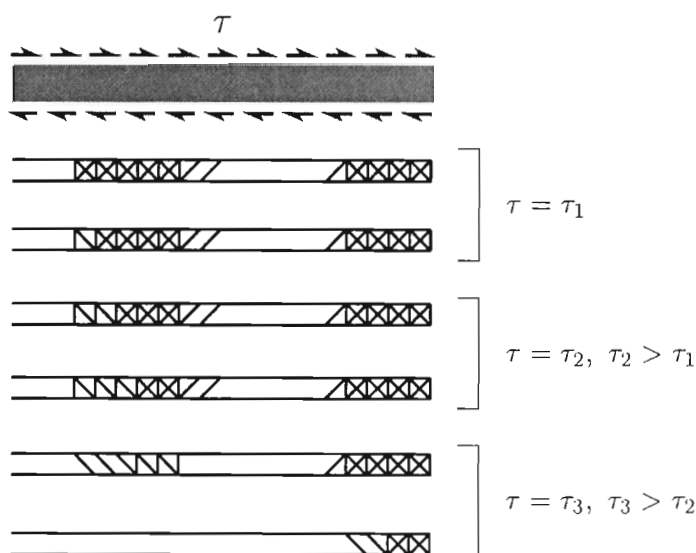
Rysunek 3 prezentuje konfigurację strefy kontaktu wykazującą deteriorację struktury wewnętrznej. Kolejne rysunki 4–7 przedstawiają konfiguracje równowagi wewnętrznej, warstwy kontaktowej utworzonej z 20 komórek wirtualnych, poddanej naprężeniom rozciągającym oraz ścinającym. Rozpatrzono elementy charakteryzowane różnymi wartościami parametrów uszkodzenia więzów wewnętrznych: $D^{(i)} = 0$, $D^{(i)} \in (0.0, 0.2)$, $D^{(i)} = 1$.



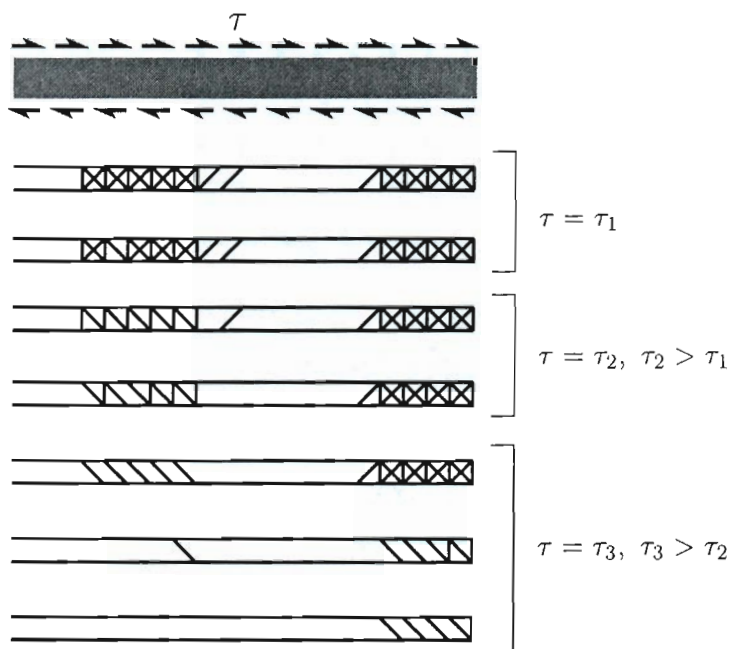
Rys. 4. Ewolucja wewnętrznej deterioracji elementu poddanego rozciąganiu, $D^{(i)} = 0$



Rys. 5. Konfiguracje struktury wewnętrznej elementu rozciąganego, $D^{(i)} \in (0.0, 0.2)$



Rys. 6. Początkowa i kolejne konfiguracje struktury elementu ścinanego, $D^{(i)} = 1$



Rys. 7. Zmiany konfiguracji elementu ścinanego, $D^{(i)} \in \langle 0.0, 0.2 \rangle \vee D^{(i)} = 1$

4. Podsumowanie i uwagi końcowe

Ośrodki kruche zawierają defekty struktury wewnętrznej. W grupie materiałów wielofazowych defekty zlokalizowane są w warstwie kontaktu faz stałych. Oryginalny model numeryczny wykorzystywany jest w procesach:

- określenia deterioracji warstw stykowych o zmiennym stopniu koncentracji defektów,
- lokalizacji defektów budowy wewnętrznej faz,
- opisu stref kontaktu oraz fizycznej i geometrycznej ewolucji mikrostruktury,
- oceny wpływu zmian struktury warstw kontaktowych na redystrybucję rozkładu sił w ośrodku stałym,

- redystrybucji sił w warstwie kontaktowej bez konieczności konstruowania dodatkowych związków konstytutywnych.

Możliwe jest uogólnienie modelu w przestrzeni trójwymiarowej oraz analiza wpływu naprężeń wewnętrznych. Przykładami mogą być procesy skurczu, zmian temperatury, efekty pełzania i zmęczenia materiału.

Literatura

- [1] Ammann P., Rizzoli R.: Bone strength and its determinants. *Osteoporosis International*, vol. 14, suppl. 3, 2003, s. S13-S18.
- [2] Basista M.: Micromechanical and lattice modeling of brittle damage. *Prace IPPT PAN*, nr 3/2001, Warszawa, 2001.
- [3] Będziński R.: Biomechanika inżynierska. Zagadnienia wybrane. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1997.
- [4] Chaboche J.L., Maire J.F.: New progress in micromechanics-based CDM models and their application to CMCs. *Composite Science and Technology*, vol. 61, 2001, s. 2239-2246.
- [5] Chang C.S., Wang T.K., Sluys L.J., van Mier J.G.M.: Fracture modeling using a micro-structural mechanics approach—I. Theory and formulation. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 69, 2002, s. 1941-1958.
- [6] Chang C.S., Wang T.K., Sluys L.J., van Mier J.G.M.: Fracture modeling using a micro-structural mechanics approach—II. Finite element analysis. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 69, 2002, s. 1959-1976.
- [7] Ensaff H., O'Doherty D.M., Jacobsen P.H.: The influence of the restoration-tooth interface in light cured composite restorations: a finite element analysis. *Biomaterials*, vol. 22, 2001, s. 3097-3103.
- [8] Hubsch P.F., Middleton J., Knox J.: The influence of cavity shape on the stresses in composite dental restorations: a finite element study. *Computer Methods in Biomechanics and Biomedical Engineering*, vol. 5, no. 5, 2002, s. 343-349.

- [9] Ibrahimbegovic A., Delaplace A.: Microscale and mesoscale discrete models for dynamic fracture of structures built of brittle material. *Computers & Structures*, vol. 81, no. 12, 2003, s. 1255-1265.
- [10] Kafka V.: Concrete under complex loading: mesomechanical model of deformation and of cumulative damage. *European Journal of Mechanics – A/Solids*, vol. 23, 2004, s. 63-75.
- [11] Kierkło A., Tribiło R., Walendziuk A.: Destrukcja wypełnień przysztykowych uwarunkowana efektem odkształcenia objętościowego i postaciowego. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Nauki Techniczne* Nr 133, *Budownictwo Z.* 20, s. 69-74.
- [12] Kierkło A., Tribiło R., Walendziuk A.: Mechanika pękania w zagadnieniach stomatologii stosowanej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo Z.* 25, s. 77-84..
- [13] Lawn D.R., Marshall D.B.: Hardness, toughness and brittleness: An indentation analysis. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 62, no. 7/8, 1979, 347-350.
- [14] Marciniak J.: *Biomateriały w chirurgii kostnej*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 1992.
- [15] Mishnaevsky L.L. Jr, Schmauder S.: Continuum mesomechanical finite element modeling in materials development: A state-of-the-art review. *Applied Mechanics Reviews*, ASME, vol. 54, no. 1, 2001, s. 49-74.
- [16] Mishnaevsky L. Jr, Lippman N., Schmauder S.: Computational design of multiphase materials at the mesolevel. *Proceedings of IMECE 2001, International Engineering Congress and Exposition*, November 11-16, New York 2001.
- [17] Newitt D.C., van Rietbergen B., Majumdar S.: Processing and analysis of in vivo high-resolution MR images of trabecular bone for longitudinal studies: reproducibility of structural measures and micro-finite element analysis derived mechanical properties. *Osteoporosis International*, vol. 13, 2002, s. 278-287.

- [18] Oczko K.E.: Kształtowanie ceramicznych materiałów technicznych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 1996.
- [19] Pensée V., Kondo D., Dormieux L.: Micromechanical analysis of anisotropic damage in brittle materials. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, vol. 128, no. 8, 2002, s. 889-897.
- [20] Rogala P., Uklejewski R.: Osteoporotyczny proces niszczenia kości – zarys współczesnych poglądów biomedycznych i bioinżynierskich. w: Ranachowski J., Rejmund F. (red.): *Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu*. Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, Warszawa, 1996.
- [21] Święcki Z.: Współoddziaływanie kość-implanty, ocena mechaniczna, chemiczna i biologiczna. w: Ranachowski J., Rejmund F. (red.): *Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu*. Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN, Warszawa, 1996.
- [22] Zhu W.C., Tang C.A.: Numerical simulation on shear fracture process of concrete using mesoscopic mechanical model. *Construction and Building Materials*, vol. 16, 2002, s. 453-463.

NUMERICAL MODEL OF DETERIORATION IN MULTI-PHASE BRITTLE MATERIALS

Summary: The paper presents a proposal of numerical method for deterioration modeling in heterogeneous brittle materials. Numerical methods were used for interface transition zone analysis in multi-phase materials.

Key words: heterogeneous brittle materials, interface transition zone, numerical analysis

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