Politechnika Lubelska Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 1 (1) 2007

Wydawnictwa Uczelniane Lublin, 2007

Rada Redakcyjna

PRZEWODNICZĄCA – Anna Halicka

CZŁONKOWIE

M. Bevz, T. Ciężak, S. Fic, A. Flaga, M. Król, Z. Krzowski, J. Kukiełka, M. Łagoda, H. V. Nguyen, T. Sadowski, A. Sobotka, B. Szmygin

Redakcja

A. Halicka, T. Lipecki

Adres redakcji

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin e-mail: a.halicka@pollub.pl (Anna Halicka)

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin e-mail: t.lipecki@pollub.pl (Tomasz Lipecki)

Wydano za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

ISSN 1899-0665

Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej Bernardyńska 13 e-mail: wydawnictwo@pollub.pl

Druk: Drukarnia Alf-Graf, ul. Kościuszki 4, 20-006 Lublin

SPIS TREŚCI CONTENTS

Grzegorz Ludwik Golewski:	
Analiza wpływu D_{max} na parametry mechaniki pękania betonów wapiennych określane przy trójpunktowym zginaniu	
Analysis influence of D_{max} on fracture mechanics parameters of concrete made of limestone aggregate at three point bending	5
Magdalena Grudzińska:	
Warstwa powierzchniowa przegrody budowlanej o szczególnych właściwościach absorpcyjnych i transmisyjnych promieniowania	
Building compartment surface layer with specific properties of radiation absorption and transmission	17
Jerzy Kukiełka:	
Trwałość podbudów z mieszanek mineralno-cementowo- emulsyjnych(MMCE)	
Durability of mineral-cement-emulsion mixtures bases (MCEM)	45
Marzena Bajak:	
Właściwości mechaniczne podbudów z betonów asfaltowo- cementowych (BAC)	
Mechanical characteristics of Asphalt-Cement Concrete foundations (ACC)	57
Ewa Błazik-Borowa:	
Drgania typu galopowania interferencyjnego dwóch walców o przekroju kołowym o tej samej średnicy	
The interference galloping of two circular cylinders with equal diameters	87
Jarosław Bęc:	
Aerodynamika masztów z odciągami	
Aerodynamics of guyed masts	103
Tomasz Lipecki:	
Wzbudzenie wirowe budowli wieżowych o kołowych przekrojach poprzecznych	
Vortex excitation of tower-like structures of circular cross-sections	119

Analiza wpływu D_{max} na parametry mechaniki pękania betonów wapiennych określane przy trójpunktowym zginaniu

Grzegorz Ludwik Golewski

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Konstrukcji Budowlanych, e-mail: glgol@wp.pl, g.golewski@pollub.pl

Streszczenie: Analizowanie zachowania sie betonu z uwzglednieniem metod mechaniki pekania umożliwia opis powstawania i rozwoju występujących w nim uszkodzeń, co niemożliwe jest w przypadku posługiwania się globalnymi charakterystykami wytrzymałościowymi kompozytu. W pracy przedstawiono wyniki doświadczeń dotyczących określenia wpływu uziarnienia kruszywa grubego na parametry mechaniki pękania betonów wapiennych określane wg I modelu pękania (rozciąganie przy zginaniu). Zastosowano dwa rodzaje stosów okruchowych o D_{max} do 8 i do 16 mm. W trakcie eksperymentów określono podstawowe parametry mechaniki pękania: krytyczną wartość współczynników intensywności naprężeń: $K_{I_{c}}^{s}$ i $K_{I_{c}}$ energię pękania G_{F} , krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny $CTOD_{c}$, oraz jednostkową pracę zniszczenia J_{lc} . W badaniach do oceny odporności na pękanie zastosowano metodę obciążania próbek na podstawie zaleceń RILEM. Do eksperymentów podstawowych użyto sześciu belek z jedną szczelina pierwotną. W toku przeprowadzonych badań dla każdej próbki rejestrowano dwie zależności: obciażenie - przemieszczenie rozwarcia wylotu szczeliny, oraz obciażenie - przemieszczenie punktu przyłożenia siły. Stwierdzono, iż wyższa odpornościa na pękanie charakteryzowały się betony o uziarnieniu do 16 mm. Wykorzystanie przedstawionych w pracy wyników przyczynić sie może do projektowania betonów tak, aby uzyskiwać materiał o minimalnej liczbie defektów początkowych, wpływających poprzez zwiększoną odporność na pękanie korzystnie na niezawodność pracy konstrukcji.

Słowa kluczowe: kompozyt betonowy, kruszywo wapienne, uziarnienie, kruchość, mechanika pękania.

1. Wprowadzenie

Stwardniały beton posiada szereg właściwości, które w znaczący sposób decydują o jego zachowaniu się w trakcie pracy. Jedną z cech wpływającą bezpośrednio na trwałość i bezpieczeństwo konstrukcji jest kruchość betonu.

Analizując odpowiedź kompozytów betonowych na działające obciążenie możemy wyróżnić dwa typy zachowania się [1]:

• idealnie kruche (completely brittle), gdy podczas obciążania występuje zjawisko kruchego pękania tzn. pojawiają się jedynie odkształcenia sprężyste, • półkruche (semi brittle), gdy zniszczenie materiału poprzedzone jest powstawaniem zarówno małych odkształceń sprężystych jak i plastycznych określanych zwyczajowo jako deformacje quasi-plastyczne.

Kruchość betonu decydujący wpływ ma na zachowanie się materiału w miejscach jego struktury, w których występują defekty. W takich kompozytach o zniszczeniu pod wpływem działania obciążeń zewnętrznych decydować mogą wszelkie nieciągłości materiałowe, oraz lokalne skokowe różnice właściwości mechanicznych materiału. W pobliżu defektów betonu takich jak: szczelina, pustka powietrzna, rysa, nieciągłość w sieci krystalicznej, korozja wewnątrzmateriałowa itp. występują pod wpływem obciążenia zewnętrznego lokalne spiętrzenia naprężeń, które mogą spowodować gwałtowną propagację uszkodzenia, prowadząc w skrajnym przypadku do zniszczenia całego elementu. Najbardziej niebezpiecznymi koncentratorami naprężeń są najdrobniejsze szczeliny o ostrych końcach. W wierzchołkach tych szczelin występują, bowiem największe spiętrzenia naprężeń.

Ważnym problemem badawczym w analizie zniszczenia betonów jest zagadnienie powstawania mikrodefektów tzw. mechanika uszkodzeń (damage mechanics), oraz zagadnienie rozwoju (propagacji) lub inaczej wzrostu uszkodzeń tzw. mechanika pękania (fracture mechanics). Proces rozwoju uszkodzeń może być opisany przy zastosowaniu parametrów liniowo - sprężystej lub nieliniowej mechaniki pękania [2]. Podstawowe charakterystyki betonu, takie jak wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie czy moduł Younga, nie dają dostatecznych informacji mogących określić próg naprężenia wywołującego rozwój rys.

Analizowanie zachowania się betonów z uwzględnieniem metod mechaniki pękania umożliwia opis powstawania i rozwoju uszkodzeń, co niemożliwe jest w przypadku posługiwania się globalnymi charakterystykami wytrzymałościowymi kompozytu. Istotą problemu jest, bowiem określenie poziomu obciążeń zewnętrznych, przy, których nastąpi niestabilny rozwój rys w elemencie. Parametry mechaniki pękania pozwalają na ocenę odporności na pękanie betonów, co w zasadniczy sposób decyduje o trwałości i bezpieczeństwie konstrukcji. W liniowej mechanice pękania i analizie na poziomie mikroskali materiał traktujemy jako układ atomów, tworzących sieć krystalograficzną. Atomy te w stanie bezobciążeniowym znajdują się w pewnych odległościach od siebie wynikających ze spełnienia warunków równowagi. Defekty materiałowe traktujemy jako nieciągłości w budowie wewnętrznej kompozytu. Oddziaływanie obciążeń mechanicznych na materiał powoduje chwilowe zaburzenie stanu równowagi sieci krystalicznej, a na brzegach lub w wierzchołkach nieciągłości pojawiają się spiętrzenia naprężeń, które inicjują powstawanie bądź rozwój istniejących uszkodzeń.

W kontekście powyższych rozważań należy zwrócić szczególną uwagę na występujące w betonie rodzaje defektów struktury omówione np. w pracach [3-5]. Uwzględniając pory, mikropęknięcia, dyslokacje i inkluzje występujące głównie w matrycy cementowej, oraz w warstwie stykowej kruszywo – zaprawa, można określić krytyczną wartość naprężeń powodujących pękanie kompozytów betonowych.

2. Właściwości kruszyw wapiennych

Kruszywa wapienne (limestone aggregate), są przedstawicielem łamanych kruszyw mineralnych, a pozyskiwane są z osadowych skał węglanowych pochodzenia

6

organicznego. Wapienie mają barwę zazwyczaj białą, a ich dominującymi składnikami jest węglan wapnia, wykształcony w postaci kalcytu (CaCO₃) i dolomitu (CaCO₃·MgCO₃) [6,7]. W Polsce złoża tych kruszyw występują w województwie opolskim, świętokrzyskim i częściowo lubelskim [8].

Jako kruszywo łamane wapienie mają wiele cech, które korzystnie wpływają na właściwości betonu. Ich tekstura jest szorstka, a skład fizyczny i chemiczny wapieni powoduje występowanie na ich powierzchni wiązań chemicznych [9] tworzących specyficzną strefę dyfuzyjną, której grubość może wynosić od 20 do 40 µm. W strefach kontaktowych kruszyw wapiennych nie obserwuje się wyraźnej granicy pomiędzy dwoma fazami kompozytu, ale stopniowe przejście od strefy wypełniacza do obszaru matrycy cementowej. Schemat budowy aktywnej warstwy stykowej kruszywa z zaczynem pokazano na rysunku 1.



- Rys. 1. Schemat warstwy stykowej kruszywo zaczyn dla wypełniacza wapiennego reaktywnego chemicznie; 1– ziarno kruszywa, 2 matryca, 3 strefa dyfuzji [10].
- Fig. 1. Diagram of the aggregate-cement contact area for the chemically reactive limestone aggregate; 1 aggregate grain, 2 matrix, 3 diffusion zone [10].

Powyższe cechy kruszyw węglanowych oraz dodatkowo ich niska porowatość (do 4%) wpływają korzystnie na lepszą przyczepność między kruszywem i zaczynem cementowym oraz powodują powstawanie, bardziej wytrzymałych i zwartych warstw stykowych, mających decydujący wpływ na procesy kruchego pękania w betonie [11,12]. Korzystny wpływ adhezji chemicznej wapieni w betonie został potwierdzony w szeregu badaniach. Wg autorów prac [8,13] największą przyczepność między kruszywem i zaczynem cementowym przy stosunku w/c = 0,35 uzyskano właśnie w przypadku zastosowania w betonie kruszyw wapiennych. Pozytywną cechą jest również udział pyłów ze skał węglanowych w strukturze matrycy kompozytu. O ile w większości kruszyw nadmiar pyłów mineralnych o ziarnach poniżej 0,063 mm działa niekorzystnie na bezpośredni kontakt pomiędzy zaczynem cementowym i kruszywem, o tyle pyły wapienne powodują: zwiększenie szczelności, wytrzymałości i trwałości betonu [14,15].

Obecnie, z uwagi na swoje korzystne parametry oraz dużą dostępność, kruszywa węglanowe są coraz częściej stosowane jako wypełniacze do betonu. Wg autorów pracy [8] wapienie stanowią około 20% wszystkich kruszyw łamanych wykorzystywanych w polskim przemyśle betonowym.

3. Cel i zakres badań własnych

Zastosowanie różnych modeli mikropęknięć do opisu zachowania się materiałów kruchych, takich jak beton, spowodowało potrzebę prowadzenia badań doświadczalnych nad wpływem rodzaju i uziarnienia kruszywa grubego na makroskopową odporność betonu na pękanie. W Polsce jako jeden z pierwszych zagadnienie to analizował A. M. Brandt [16]. W swoich badaniach stwierdził on, że beton na kruszywie wapiennym wykazał po 28 dniach dojrzewania wyższą odporność na pękanie (przy I modelu pękania) niż beton na kruszywie żwirowym. Podobne rezultaty badań uzyskali również autorzy w pracy [17] analizując te same rodzaje kompozytów przy zastosowaniu w mieszankach betonowych $D_{max} = 8$ mm.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki doświadczeń dotyczące określenia makroskopowej odporności na pękanie wg I modelu pękania - rozciąganie przy zginaniu (tensile, opening mode). W trakcie przeprowadzonych eksperymentów własnych określono podstawowe parametry mechaniki pękania a więc: krytyczną wartość współczynników intensywności naprężeń: K_{lc}^{S} i K_{lc} , energię pękania G_{F} , krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny *CTOD_c*, oraz jednostkową pracę zniszczenia J_{lc} . Badaniom poddano dwie partie betonów konstrukcyjnych. W celu ustalenia wpływu uziarnienia kruszywa grubego oraz D_{max} zastosowano stosy okruchowe o maksymalnej średnicy ziarn do 8 (beton W1) i do 16 mm (beton W2). W tabeli 1 zestawiono skład wagowy mieszanek betonowych analizowanych kompozytów.

	Ĩ		
	Ilość [kg/m³]		
cement portlandzki CEM I 42,R z cementowni w Ożarowie			352
piasek kopal	ny frakcja 0-2 mm z	Markuszowa k. Lublina	676
fra	akcja 2-8 mm (W1)		1207
grys wapienny fra	kcja 2-16 mm (W2)	ze złoż w Trzuskawicy k. Kielc	1207
	woda z wodociągu 1	niejskiego	141
superplastyfikator Arpoment P (1.5% masy cementu)			5,28

Tabela 1.	Skład wagowy mieszanek betonowych.
Table 1.	Gravimetric composition of concrete mixtures.

Wszystkie zaroby wykonano o konsystencji V2 i wskaźniku w/c = 0,40. Czasy mierzone aparatem Vebe zgodnie z PN-EN 206-1 [18], oraz punkty piaskowe dla poszczególnych mieszanek zestawiono w tabeli 2. Stosy okruchowe starano się tak dobrać, aby zawierały się w jak najkorzystniejszym polu pomiędzy granicznymi krzywymi uziarnienia. Oparto się na zaleceniach podanych w normie niemieckiej DIN 4226-1 [19]. Po zaformowaniu próbki były zagęszczane przez około 30 s na stole wibracyjnym.

Z każdej mieszanki wykonano próbki do badań pomocniczych i podstawowych. W badaniach właściwości betonów wykorzystano: 12 kostek sześciennych o krawędzi 0,15 m do oceny wytrzymałości na ściskanie – $f_{cm\ \#15}$ i rozciąganie przez rozłupywanie – $f_{ct,spl}$ (po 6 dla każdego typu badań), 6 belek o wymiarach 0,08x0,15x0,7 m do oceny wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu trójpunktowym – $f_{ct,flex1}$ (3 belki) i czteropunktowym – $f_{ct,flex2}$ (3 belki), 9 walców o średnicy 0,15 m i wysokości 0,30 m do badań wytrzymałości na ściskanie – $f_{cm \ Ø15/30}$ (3 walce), oraz wyznaczenia modułu Younga przy ściskaniu – E_{cm} (6 walców). Do eksperymentów zasadniczych zaformowano 6 belek o wymiarach 0,08x0,15x0,7 m ze wstępna szczeliną do badań określających makroskopową odporność na pękanie przy rozciąganiu.

Wszystkie próbki rozformowywane były po upływie 2 dni od zabetonowania a następnie dojrzewały przez pierwsze 14 dni w warunkach silnie wilgotnych, oraz przez następne 14 dni w warunkach laboratoryjnych (w temperaturze $18^{\circ} \pm 2^{\circ}C$ oraz przy wilgotności względnej około 90%). Po 28 dniowym okresie dojrzewania przeprowadzono badania właściwości betonu oraz badania podstawowe. Charakterystyki wytrzymałościowe betonu określano na prasie hydraulicznej typu ZD100. Uzyskane wartości zestawiono w tabeli 2.

	Parametry	mieszanki	Charakterystyki wytrzymałościowe betonu					nu
Seria betonu	Рр [%]	Vebe [s]	f _{cm #15} [MPa]	f _{cm} Ø15/30 [MPa]	f _{ct,spl} [MPa]	f _{ct,fex1} [MPa]	f _{ct,flex2} [MPa]	E _{cm} [MPa]
W1	40,3	19	39,2	35,7	2,57	5,05	4,64	31325
W2	33,3	14	45,1	39,1	3,17	5,73	5,20	32645

Tabela 2.	Charakterystyki mieszanki betonowej i betonu.
Table 2.	Concrete mixture and concrete characteristics.

4. Metodyka prowadzonych badań odporności na pękanie

W badaniach do oceny odporności betonu na pękanie zastosowano metodę obciążania próbek według I modelu pękania na podstawie zaleceń RILEM [20]. Szczegółową metodykę przeprowadzania badań wg tych wytycznych zaprezentowano m.in. w pracach [17,21]. Do eksperymentów użyto belek z jedną szczeliną pierwotną o geometrii przedstawionej na rysunku 2. Należy zwrócić uwagę, że w zaproponowanym przez RILEM [20] schemacie badawczym, w przekroju środkowym z rysą pierwotną, występuje złożony stan naprężeń. Poza działaniem momentu zginającego, element jest również poddany stanowi ścinania. Ponadto obciążenie w postaci siły skupionej powoduje również docisk próbki w punkcie przyłożenia siły. Te dwa aspekty mają z pewnością wpływ na uzyskiwane wyniki obliczeń analizowanych parametrów mechaniki pękania. Wydaje się, że w celu jednoznacznej oceny odporności betonów na pękanie przy zginaniu prezentowany model badawczy powinien być zmodyfikowany np. do schematu zginania czteropunktowego, w którym w obszarze występowania szczeliny pierwotnej występowałby stan czystego zginania.



- Rys. 2. Schemat próbki użytej do badań odporności na pękanie przy zastosowaniu I modelu pękania; HO – grubość uchwytu sprawdzianu zaciskowego, CMOD – przemieszczenie rozwarcia wylotu szczeliny pierwotnej.
- Fig. 2. A schematic drawing of specimen for tests according to Mode I, HO caliper gauge holder thickness, CMOD crack opening displacement.

W trakcie formowania elementów, po obu stronach szczeliny pierwotnej zostały umieszczone po dwa kołki, do których przed badaniem były przykręcane uchwyty sprawdzianu zaciskowego o grubości wraz z podkładkami 5 mm służące do zamocowania na nich ekstensometru blaszkowego (clip gauge) [17]. W trakcie badania ekstensometr mierzył szerokość rozwarcia wylotu szczeliny.

Prezentowane eksperymenty przeprowadzono stosując hydrauliczną maszynę wytrzymałościową ze sprzężeniem zwrotnym MTS 858 z komputerową rejestracją wyników. W trakcie próby szybkość obciążania była tak dobrana, aby siłę maksymalną osiągnąć w czasie około 5 minut. Następnie element był odciążany, gdy obciążenie przekroczyło maksimum i wynosiło około 95% siły maksymalnej. Po zmniejszeniu obciążenia do zera, ponownie poddawano próbkę zginaniu i stosując to samą zasadę cykle powtarzano aż do zniszczenia belek.

W toku przeprowadzonych badań dla każdej próbki rejestrowano dwie zależności: obciążenie – przemieszczenie rozwarcia krawędzi szczeliny (*P-CMOD*) oraz obciążenie - przemieszczenie punktu przyłożenia siły f (*P-f*). Przykładowe wykresy funkcji *P-CMOD* i *P-f* dla betonu serii W1 pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Przykładowe krzywe zniszczenia dla betonu serii W1; a) zależność obciążenie - rozwarcie wylotu szczeliny (P-CMOD), b) zależność obciążenie – przemieszczenie punktu przyłożenia siły (P-f).

Fig. 3. An example diagram curves of destruction o limestone concrete – W1 series: a) CMOD vs. load (P-CMOD), b) dislocation vs. load (P-f).

5. Parametry mechaniki pękania

Zalecenia RILEM [20] pozwalają traktować parametry mechaniki pękania jako stałe materiałowe na podstawie, których można oceniać odporność betonów na pękanie. Korzystając, zatem z krzywych zniszczenia P-CMOD określono na podstawie wzorów zawartych w pracy [20]: moduł Younga (Young's modulus) przy zginaniu – *E*, krytyczną długość efektywnej szczeliny (critical effective crack length) – a_c oraz krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny (critical crack tip opening displacement) – $CTOD_c$. Ze wzoru (1) obliczono krytyczną wartość współczynnika intensywności naprężeń (critical stress intensity factor) – K_L^s :

$$K_{Ic}^{S} = 3\left(P_{\max} + 0, 5w\right) \frac{S\left(\pi a_{c}\right)^{1/2} F\left(\alpha\right)}{2W^{2}b}$$
(1)

gdzie:

$$F(\alpha) = \frac{1,99 - \alpha (1 - \alpha) (2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2)}{\sqrt{\pi^{1/2} (1 + 2\alpha) (1 - \alpha)^{3/2}}} \qquad \alpha = \frac{a_c}{W} \qquad w = \frac{W_0 \cdot S}{L}$$
(2)

 P_{max} – zmierzone obciążenie maksymalne, *W*, *b*, *S*, *L* – zgodnie z rys. 2, *W*₀ – ciężar próbki.

Ponieważ współczynnik intensywności naprężeń jest podstawowym parametrem w mechanice pękania betonu wartości uzyskane z wzorów podanych w [20] porównano z wartościami wyznaczonymi wg zależności ogólnej (3) podanej m.in. w normie amerykańskiej ASTM E 1820-01 [22]:

$$K_{Ic} = \sigma_c \sqrt{\pi a} Y \left(a \,/\, W \right) \tag{3}$$

gdzie:

$$\sigma_c = \frac{6M_c}{B\left(W-a\right)^2} \tag{4}$$

Y(a/W) – funkcja uwzględniająca wymiary i kształt próbki, $M_{_c}$ – krytyczny moment zginający.

Do obliczeń przyjęto funkcję Y(a/W) na podstawie zależności zastosowanej m.in przez G. L. Lotta i C. E. Keslera [23].

$$Y(a / W) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(1 - \frac{a}{W}\right)^2 \left\{ 2 \left[10, 08 \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 1, 225 \left(\frac{a}{W}\right) + 0, 192 \right] \left(\frac{W}{a}\right) \right\}^{1/2}$$
(5)

1 /0

Kolejnym bardzo ważnym parametrem, który można wyznaczać na podstawie zaleceń RILEM [24] jest energia pękania (fracture energy) G_F [25]. Wartość G_F można ponadto szacować wg wytycznych międzynarodowych CEB - FIP Model Code 1990 [26] korzystając z prostego wzoru, który koreluje G_F ze średnią wytrzymałością betonu na ściskanie określaną na walcach:

$$G_F = \alpha_F f_{cm}^{-0.7} \tag{6}$$

gdzie: f_{cm} – wytrzymałość betonu na ściskanie badana na walcach Ø15/30, α_F – współczynnik zależny od maksymalnego wymiaru ziaren kruszywa D_{max} na podstawie tabeli 3.

Tabela 3.Współczynnik α_F do wyznaczania energii pękania G_F [26].Table 3. α_F coefficient for determination of cracking energy G_F [26].

D _{max} [mm]	8	16	32
$lpha_{_F}$	4	6	10

Znając klasę wytrzymałości badanego betonu - C, oraz D_{max} wartość G_F można również odczytać z tablicy 2.1.4. zawartej w pracy [26].

Uzyskane w badaniach krzywe obciążenia *P-f* posłużyły do określenia pracy jednostkowej zniszczenia (unit work of failure) J_{Ic} , którą obliczono wg zależności podanej w normie [22]:

$$J_{Ic} = \frac{A}{2bb_1} \tag{7}$$

gdzie: A – energia zgromadzona w próbce do momentu inicjacji szczeliny pierwotnej, obliczana jako całka pola pod wykresem *P-f* do punktu siły P_{max} , b – jak na rys. 1, b_{i} – wysokość próbki powyżej szczeliny pierwotnej.

6. Wyniki badań odporności na pękanie i ich analiza

W tabeli 4 zestawiono obliczone wartości średnie podstawowych parametrów mechaniki pękania betonów uzyskane w badaniach i stwierdzono, iż uziarnienie zastosowanego kruszywa ma bezpośredni wpływ na uzyskane wyniki eksperymentalne.

Analizując tabelę 4	stwierdzono,	iż ba	adane	parametry	były	większe	W	przy-
padku betonów serii W2.								

Table 4.	Average valu	es obtained	in testing frac	cture mechanie	cs parameter	s.	
Seria	Ε	a _c	$K^{\scriptscriptstyle S}_{\scriptscriptstyle Ic}$	K_{Ic}	G_F	$CTOD_{c}$	J_{Ic}
1		F 40.00		EN (N T (2/2)	ENT / 21	F 40(1	

Tabela 4. Uzyskane wartości średnie wyników w badaniach parametrów mechaniki pekania.

Seria betonu	E [MPa]	a_c [m·10 ⁻²]	K^S_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	$\frac{K_{Ic}}{[\mathrm{MN/m^{3/2}}]}$	G_F [Nm/m ²]	$CTOD_{c}$ [m·10 ⁻⁶]	J _{Ic} [N/m]
W1	28668	6,10	0,99	0,79	48,84	10,02	45,10
W2	32219	7,60	1,94	1,26	78,03	35,16	66,40

Na rys. 4 przedstawiono procentowe wzrosty analizowanych parametrów odniesione do betonu serii W1, na korzyść betonu serii W2. Najbardziej podatnymi na zmianę struktury badanych kompozytów były parametry: CTOD_c i K_{Ic}^s . Wzrost tych charakterystyk w betonie serii W2 w porównaniu do W1 wyniósł odpowiednio 350,9% oraz 95,9%. Najmniej podatnym na zmianę składu kompozytów był moduł Younga. Jego wzrost w przypadku betonu W2 wyniósł jedynie 12,4%. Warto również zwrócić uwagę, że wartości modułów Younga przy zginaniu E (tabela 4) są niższe w porównaniu do E_{cm} (tabela 2) odpowiednio o 9,2% dla betonów serii pierwszej i 1% dla betonów serii drugiej. Różnice te wynikają z faktu, że wartości E określane są w momencie gdy w strefie rozciąganej belki rozwinął się stan uszkodzenia materiału. Występujące mikropeknięcia powodują zmniejszenie się powierzchni przenoszącej obciążenie, a zatem wartości modułu Younga E są mniejsze niż E_{cm} .



Rys. 4. Procentowe wzrosty badanych parametrów w betonie W2 w stosunku doW1.

Aby dokładniej przeanalizować różnice w strukturze badanych betonów dokonano makroskopowej obserwacji ich przełomów w przekrojach gdzie umieszczone były zaostrzone płaskowniki modelujące kształt szczeliny pierwotnej [17]. Obserwacje powierzchniowej struktury pęknięć z odpornością na pękanie korelowali wcześniej m.in. P. Perdikaris i A. Romeo [27]. W swoich doświadczeniach badali oni belki trójpunktowo zginane ze wstępnym karbem o trzech różnych wymiarach geometrycznych, oraz zmiennym składzie mieszanek betonowych. Porównywali betony wykonane na kruszywie o maksymalnej średnicy ziaren – D_{max} 6 i 25mm.

Fig. 4. Percentage increases of the parameters examined in W2 concrete in relation to W1 concrete.

W badaniach makroskopowych przełomów próbek stwierdzono, iż struktura zaczynu w betonie serii W2 jest szczelna, zwarta o regularnej budowie z niewielką ilością mikropęknięć na styku ziaren kruszywa i zaczynu cementowego. Więcej uszkodzeń przede wszystkim w obszarze warstwy stykowej kruszywa z matrycą dało się zaobserwować w kompozytach o niższym D_{max} . Takie wyniki oględzin pozwalają wnioskować, że o odporności na pękanie betonu wykonanego na kruszywach wapiennym decydują w głównej mierze siły spójności w warstwie na granicy kruszywo-zaprawa.

7. Uwagi końcowe

W toku przeprowadzonych badań stwierdzono, iż betony wykonane na kruszywach wapiennych o większym uziarnieniu charakteryzowały się wyższą odpornością na pękanie od betonów o niższym D_{max} . Największy wzrost nastąpił przy porównaniu CTOD_c pomiędzy analizowanymi kompozytami – 350,9% na korzyść W2. Wydaje się, że głównym powodem niższej odporności na pękanie betonów o mniejszym uziarnieniu jest słabsza w tych kompozytach warstwa stykowa. Gorsza przyczepność mniejszych inkluzji kruszywa do matrycy powodowała szybszy rozwój uszkodzeń w formie dekohezji w strefie stykowej faz. W betonie W1 małe ziarna uniemożliwiły wytworzenie zwartej struktury kompozytu o dobrej odporności na pękanie. Prowadziło to do powstania, pod wpływem działającego obciążenia, większej liczby mikronieciągłości, tzn. szybszej destrukcji betonu, a w konsekwencji do niższych jego wytrzymałości i mniejszej odporności na pękanie (tabela 2 i 4).

Wykorzystanie przedstawionych w pracy wyników przyczyni się może do optymalizacji: procesów projektowania mieszanek betonowych, oraz technologii procesów dojrzewania betonu, tak, aby w efekcie uzyskać materiał o minimalnej liczbie defektów początkowych wpływających, poprzez zwiększoną odporność na pękanie, korzystnie na niezawodność pracy konstrukcji.

Uzyskane wyniki eksperymentów posłużyć mogą również do opisu teoretycznego rozwoju mikropęknięć w betonie, bazując na modelu mezomechanicznym, w którym niezbędne jest doświadczalne wyznaczenie podstawowych parametrów mechaniki pękania [28]. W modelu tym rozpatruje się reprezentatywne obszary materiału: objętościowe bądź powierzchniowe i formułuje zależności konstytutywne w oparciu o przeprowadzone badania mikrostrukturalne oraz oszacowania parametrów określających rozwój defektów w strukturze betonu (zazwyczaj krytycznych współczynników intensywności naprężeń K_{Ic} i K_{IIc}). Model mezomechaniczny uwzględnia fizykalne podstawy zjawisk degradacji zachodzących w materiale pod obciążeniem oraz znajomość rodzaju i wielkości inkluzji w kompozycie, występowania porów oraz ich morfologii. Istotą mezomechaniki jest to, iż uwzględnia ona synergizm zjawisk zachodzących na poziomie skali mezo-, a więc w odniesieniu do betonu w obszarze inkluzji kruszywa grubego. Podejście takie różni się znacząco od siłowego podejścia makroskopowej mechaniki ośrodków ciagłych. W makroskopowych modelach siłowych rozważa się ruch defektów struktury pod wpływem uśrednionego naprężenia zewnętrznego, a jak wiadomo w materiałach kruchych uszkodzenia elementów prowadzące do ogólnej destrukcji materiału zaczynają się znacznie wcześniej. W podejściu synergetycznym istotna jest lokalna koncentracja naprężeń.

Literatura

- [1] Kasperkiewicz J., O strukturze wewnętrznej kompozytów betonopodobnych w: Zagadnienia mechaniki materiałów i konstrukcji kompozytowych, red. W. Marks, S. Owczarek, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin, 1986, 43-137.
- [2] Bazant Z.P., *Concrete fracture models: testing and practice*, Engineering Fracture Mechanics, vol. 69, no. 2, 2002, 165-205.
- [3] Peng J., Wu Z., Zhao G., *Fractal analysis of fracture in concrete*, Theoretical and Applied Fracture Mechanics, vol. 27, no. 2, 1997, 135-140.
- [4] Golewski G, Sadowski T, Analiza uszkodzeń betonów na mineralnych kruszywach naturalnych i łamanych z wykorzystaniem metod mikroskopii skaningowej, Inżynieria Materiałowa, nr 1, 2007, 33-38.
- [5] Golewski G., Sadowski T., *Analiza kruchych uszkodzeń w kompozytach betonowych*, Czasopismo techniczne, seria Budownictwo, nr. 1-B/2007, 55-61.
- [6] Kołodziejczyk U., Kraiński A., *Rozpoznawanie skał i budowy geologicznej*, Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego, Zielona Góra 2004.
- [7] Piasta J., *Technologia betonów z kruszyw łamanych*, Arkady, Warszawa, 1974.
- [8] Piasta J., Piasta W.G., *Rodzaje i znaczenie kruszywa w betonie*, XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 2002, s. 279-327.
- [9] Neville A.M., Właściwości betonu, Polski Cement, Kraków 2000.
- [10] Brandt A.M., Burakiewicz A., Kajfasz S., Kasperkiewicz J., Kowalczyk R., Pietrzykowski J., Kompozyty betonowe - ich struktura i własności mechaniczne. w: Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, PAN, Ossolineum, Wrocław 1974, 9-273.
- [11] Prokopski G, Badanie wpływu warstwy stykowej kruszywo-zaprawa na odporność betonów na pękanie, Archiwum Inżynierii Lądowej, z. 3-4, 1989, 349-372.
- [12] Prokopski G., Halbiniak J., *Interfacial transition zone in cementitious materials*, Cement and Concrete Research, vol. 30, 2000, 579-583.
- [13] Van Mier J.G.M., *Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models*, CRC Press Boca Raton, New York, Londyn, Tokyo, 2000.
- [14] Piasta W.G., *Korozja siarczanowa betonu pod obciążeniem długotrwałym*, Monografie, studia rozprawy, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [15] Piasta W.G., Sawicz Z., Goprowski G., Trwałość obciążonego betonu w warunkach agresywności chemicznej, Inżynieria i Budownictwo, nr 6, 1996, 368-369.
- [16] Brandt A.M., Zastosowanie doświadczalnej mechaniki zniszczenia do kompozytów o matrycach cementowych, w: Mechanika kompozytów betonopodobnych, PAN – Ossollineum, 1983, 449-501.
- [17] Golewski G, Sadowski T., Parametry mechaniki pękania betonów określane na podstawie badań doświadczalnych według I modelu pękania, Przegląd Budowlany, nr 7-8, 2005, 28-35.
- [18] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [19] DIN 4226-1: Zuschlag fur Beton; Zuschlag mit dichtem Gefuge, Begriffe, Bezeichnung und Anforderungen.
- [20] Determination of fracture parameters (K_{Ic} and CTOD_c) of plan concrete using three-point bend tests, RILEM Draft Recommendations, TC 89-FMT Fracture Mechanics of Concrete Test Methods, Materials and Structures, 23, 1990, 457-460.
- [21] Golewski G, *Mikromechanika uszkodzeń betonów w aspekcie badań odporności na pękanie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 1695, Budownictwo nr 104, 2005, 107-114.
- [22] ASTM E 1820-01: Test Method for Measurement for Fracture Testing. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996.

OIZCEOIZ LUUWIK OOICWSKI	Grzegorz	Ludwik	Go	lewski
--------------------------	----------	--------	----	--------

- [23] Lott G.L., Kesler C.E., Crack propagation in plane concrete, T.A. M. Report, no. 648, 1974.
- [24] RILEM Draft Recommendations, 50 FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete: Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three – point bend tests on notched beams, vol. 18, no. 106.
- [25] Słowik M., Sposoby określania energii pękania w elementach z betonu, Inżynieria i Budownictwo, nr 8, 1996, 466-468.
- [26] CEB FIP Model Code 1990, Bulletin d'information, no. 196.
- [27] Perdikaris P.C, Romeo A., Size effect on fracture energy of concrete and stability issues in three-point bending fracture toughness testing, ACI Materials Journal, 92, 5, 1995, 483-496.
- [28] Sadowski T., Golewski G., *Effect of aggregate kind and graining on modelling of plain concrete under compression*, Computational Materials Science, (2008) in press; doi: 10.1016/j.commatsci.2007.07.037

Analysis influence of D_{max} on fracture mechanics parameters of concrete made of limestone aggregate at three point bending

Grzegorz Ludwik Golewski

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, e-mail: glgol@wp.pl, g.golewski@pollub.pl

Abstract: The analysis of concrete behaviour taking into account fracture mechanics method makes it possible to describe the origin and development of the damages occurring in it, which is impossible in case of using global strength characteristics of composite. In the work the experiment results were presented regarding the determination of the influence of grain-size distribution of coarse aggregate on the crack mechanics parameters of limestone concretes as defined according to the I mode of crack propagation at bending. Two types of optimal composition of grains were used with D_{max} up to 8 and up to 16 mm. During the experiments the basic parameters of fracture mechanics were determined: critical value of stress intensity factors: $K_{I_c}^s$ and K_{I_c} , fracture energy G_F , critical crack tip opening displacement $CTOD_c$ and unit work of failure J_{I_c} . During the fracture toughness tests the method of loading samples based on RILEM recommendations was used. For basic experiments six beams with one initial crack were used. In the course of the experiments carried out, two dependencies were recorded for each sample: load - displacement of crack outlet opening and load - displacement of the point of applied force. In the course of the tests carried out it was found out that the higher fracture toughness was characteristic of concretes with the grain - size distribution up to 16 mm. The results presented in the work can be used in designing concretes in order to obtain materials characterized by the minimum number of initial defects which, thanks to increased fracture toughness, can increase to the reliability of construction work.

Key words: concrete composite, limestone aggregate, graining, brittleness, fracture mechanics.

16

Warstwa powierzchniowa przegrody budowlanej o szczególnych właściwościach absorpcyjnych i transmisyjnych promieniowania

Magdalena Grudzińska

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Instytut Budownictwa, e-mail: m.grudzinska@pollub.pl

Streszczenie: Praca dotyczy dwuczęściowej warstwy zewnętrznej przegrody budowlanej. Warstwa ta składa się z płytowej izolacji komórkowej wykończonej tynkiem z kulek szklanych. Stanowi ona izolację transparentną, pozyskującą w sposób bierny energię promieniowania słonecznego. Cele pracy są następujące: (1) Opracowanie modelu matematycznego transmisji promieniowania słonecznego przez dwuczęściową warstwę powierzchniową; (2) Wyznaczenie podstawowych parametrów fizycznych komponentów warstwy, niezbędnych do określenia zysków promieniowania słonecznego na powierzchni absorbującej; (3) Wybór optymalnych cech warstwy powierzchniowej, zapewniających jak największe zyski promieniowania zimą przy jednoczesnym ograniczeniu przegrzewania latem. Zakres pracy obejmuje: wstęp, prezentację podstawowych zależności niezbędnych w pracy, model matematyczny transmisji promieniowania przez warstwę powierzchniową, badania komponentów warstwy powierzchniowej i dyskusję otrzymanych wyników, wybór optymalnego rozwiązania warstwy powierzchniowej oraz wnioski końcowe.

Słowa kluczowe: fizyka budowli, budownictwo ekologiczne, bierne systemy heliogrzewcze, izolacje transparentne.

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach wymagania ochrony cieplnej budynków ulegały stopniowemu zaostrzeniu. Jest to wynikiem dążenia do zmniejszenia zużycia energii pochodzącej ze źródeł konwencjonalnych na potrzeby centralnego ogrzewania. Najprostsze sposoby zmniejszenia strat ciepła – zwiększenie izolacyjności przegród poprzez zwiększenie grubości izolacji termicznej – mają skuteczność ograniczoną względami technologicznymi i konstrukcyjnymi. Pojawia się więc konieczność szukania i stosowania alternatywnych przegród budowlanych, umożliwiających nie tylko zmniejszenie strat ciepła, ale i zapewniających dodatkowe zyski energetyczne.

Kierunkiem badań stwarzającym szerokie możliwości w tym zakresie jest tzw. budownictwo ekologiczne, a szczególnie jego dziedziny związane z możliwościami wykorzystania energii słonecznej. Zasoby helioenergetyczne Polski są porównywalne z zasobami wielu krajów europejskich, prowadzących od lat zaawansowane badania nad możliwościami wykorzystania energii słonecznej oraz realizujących z powodzeniem projekty budowlane w ramach różnych programów wdrożeniowych. Za najbardziej obiecujące w polskich warunkach klimatycznych uważa się bierne systemy termicznej konwersji energii promieniowania słonecznego, pozyskujące i rozprowadzające ciepło przy wykorzystaniu jedynie naturalnej konwekcji, promieniowania i przewodzenia, dzięki odpowiedniej konstrukcji budynku i jego przegród. Wieloletnie analizy działania systemów pasywnych prowadzone m. in. na Politechnice Rzeszowskiej, Śląskiej oraz Polskiej Akademii Nauk wskazują na możliwość i celowość ich stosowania dla poprawy bilansu energetycznego budynków (Kośny [9], Laskowski [10], Lichołai [11], Starakiewicz [12]).

Do systemów biernych zalicza się przegrody kolektorowo-akumulacyjne z tzw. "izolacją transparentną", łączącą znaczną przepuszczalność promieniowania optycznego z dobrą izolacyjnością termiczną. Zasada działania izolacji przezroczystych może być porównywana z zasadą działania szklarni, przepuszczającej krótkofalowe promieniowanie słoneczne i zatrzymującej długofalowe promieniowanie cieplne. Efektem tego jest wzrost temperatury w objętości przegrody oraz przepływ ciepła do wnętrza budynku.



- Rys. 1. Zjawiska zachodzące w przegrodzie: a) z izolacją przezroczystą, b) z izolacją nieprzezroczystą. Oznaczenia: 1 – przegroda, 2 – absorber, 3 – izolacja transparentna, 4 – tradycyjna izolacja nieprzezroczysta.
- Fig. 1. Energy transfer in a building compartment: a) with transparent insulation, b) with opaque insulation. Symbols: 1 wall, 2 absorber, 3 transparent insulation, 4 traditional opaque insulation.

Podstawowe grupy materiałów i wyrobów budowlanych które mogą być wykorzystane w charakterze izolacji transparentnych klasyfikuje się jako:

- elementy o układzie równoległym do powierzchni absorbera np. równoległe warstwy szyb lub płyty z tworzyw sztucznych o komorach przebiegających wzdłuż powierzchni czołowych;
- elementy o układzie prostopadłym do powierzchni absorbera np. płyty ze szkła lub tworzyw sztucznych, zbudowane z prostokątnych lub okrągłych komórek prostopadłych do lica elementu (tzw. płyty komórkowe);
- materiały mikroporowate np. przezroczyste aerożele krzemionkowe o bardzo dużej porowatości (ok. 95% całej objętości stanowi powietrze).

W niniejszej pracy planuje się wykorzystanie w konstrukcji warstwy powierzchniowej izolacji z płyt komórkowych o układzie prostopadłym do powierzchni absorbera. Wg badań niemieckich (Braun i Goetzberger [1]) ich skuteczność przewyższa skuteczność ścian typu Trombe'a (z izolacją o układzie równoległym) oraz systemów pasywnych wykorzystujących przeszklone przybudówki. Komórkowe płyty transparentne wytwarzane są ze szkła lub z tworzyw sztucznych o dobrej przepuszczalności promieniowania słonecznego, przede wszystkim z poliwęglanu, polietylenu lub polimetakrylanu metylu. Produkuje się je w dwóch podstawowych rodzajach różniących się strukturą geometryczną – jako płyty kapilarne z elementów o przekroju kołowym i jako płyty typu "plaster miodu" (ulowe), z elementów o przekroju prostokątnym, kwadratowym lub heksagonalnym. Grubości ścianek wynoszą najczęściej od 20 do 100 μ m, a średnice kanalików od 2 do 12 mm. Transparentne płyty komórkowe cechuje mała sztywność oraz mała odporność na uszkodzenia i oddziaływania środowiska zewnętrznego. Z tych względów wymagają one zastosowania zewnętrznej przezroczystej warstwy ochronnej, w postaci szyby lub cienkowarstwowego tynku z kulek szklanych.

Izolacje transparentne stosowane są obecnie coraz częściej w krajach Europy Zachodniej, przede wszystkim w Niemczech, Danii i Wielkiej Brytanii. Kilkuletnie analizy ich funkcjonowania potwierdzają możliwość znacznej redukcji kosztów ogrzewania metodami tradycyjnymi (nawet do 40%), lecz jednocześnie wskazują na problemy związane z zapewnieniem komfortu cieplnego i zabezpieczeniem przed przegrzewaniem budynków w okresie letnim (Dalenback [4], Stahl, Voss i Goetzberger [17], Twidell i Johnstone [21], Voss [22]).

W związku z powyższym podjęto próbę skonstruowania tzw. "inteligentnej przegrody budowlanej", umożliwiającej absorpcję i magazynowanie energii słonecznej, a następnie przekazywanie jej do wnętrza budynku w sposób zapewniający użytkownikom komfort cieplny. Przegroda inteligentna była przedmiotem prac badawczych prowadzonych w Katedrze Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych Politechniki Łódzkiej (Gawin, Romanowska i Klemm [5]). Podstawowe elementy składowe opracowanego tam modelu przegrody to:

- zewnętrzna warstwa powierzchniowa, będąca rodzajem izolacji transparentnej,
- powierzchnia absorbująca promieniowanie, wykonywana jako powłoka barwy czarnej,
- przegroda akumulacyjna, magazynująca ciepło i przekazująca je do wnętrza budynku.



- Rys. 2. Schemat przegrody inteligentnej z analizowaną warstwą powierzchniową. Oznaczenia: 1 – zewnętrzna warstwa ochronna, 2 – płyta komórkowa, 3 –absorber, 4 – przegroda akumulacyjna.
- Fig. 2. "The intelligent building compartment" with the analysed outer layer. Symbols: 1 protective outer layer, 2 transparent insulation, 3 absorber, 4 heat storage wall.

W pracy zajęto się warstwą powierzchniową złożoną z płyty komórkowej i warstwy ochronnej w postaci tynku szklanego. Rozwiązanie takie podyktowane jest to prostotą wykonania i eksploatacji (warstwa nie wymaga dodatkowej obsługi w czasie użytkowania budynku) oraz stosunkowo niskim kosztem. Do magazynowania energii słonecznej wykorzystane zostanie ciepło przemian fazowych materiałów określanych jako fazowo-zmienne (np.: kwasy tłuszczowe, umieszczane w matrycach gipsowych, ceramicznych lub cementowych), pozwalające na akumulację znacznych ilości ciepła w niewielkiej objętości oraz przy małym wzroście temperatury materiału. Dzięki temu dobowe wahania temperatury na wewnętrznej powierzchni przegrody są ograniczone, co umożliwia poprawę warunków klimatycznych w pomieszczeniach.

2. Cel, tezy i zakres pracy

Cele pracy są następujące:

- a) opracowanie modelu matematycznego transmisji promieniowania słonecznego przez dwuczęściową warstwę powierzchniową,
- b) wyznaczenie podstawowych parametrów fizycznych części składowych warstwy, niezbędnych do określenia zysków promieniowania słonecznego na powierzchni absorbującej,
- c) wybór optymalnych cech warstwy powierzchniowej, zapewniających maksymalne zyski promieniowania zimą i ograniczających przegrzewanie latem.

Jako podstawowe tezy pracy przyjęto, że czynniki wpływające na zdolność transmisji promieniowania warstwy zewnętrznej to:

- a) grubość warstwy ochronnej,
- b) średnica kulek szklanych warstwy ochronnej,
- c) grubość izolacji komórkowej,
- d) szerokość kanalików izolacji komórkowej,
- e) długość fali i kąt padania promieniowania.

Praca składać się będzie z następujących części:

- a) wstęp obejmujący ogólny opis problemu oraz proponowanego rozwiązania, sformułowanie celu, tez i zakresu pracy,
- b) prezentacja podstawowych zależności niezbędnych w pracy zawierająca krótki opis praw fizycznych rządzących radiacyjną wymianą ciepła oraz związanych z nimi zależności analitycznych i eksperymentalnych; w części tej przedstawiony będzie ponadto sposób wyznaczenia natężenia promieniowania słonecznego padającego na dowolną płaszczyznę w dowolnym okresie czasu i stanie zachmurzenia,
- c) model matematyczny transmisji promieniowania przez warstwę powierzchniową – stanowiący własne opracowanie autorki,
- d) badania warstwy powierzchniowej oraz dyskusja otrzymanych wyników opisujący metody i przedstawiający w formie graficznej wyniki przeprowadzonych badań części składowych warstwy, niezbędnych do przeprowadzenia obliczeń wg przedstawionego modelu,
- e) wybór optymalnego rozwiązania warstwy powierzchniowej analizujący dzienne zyski promieniowania na powierzchni absorbującej w wybranych dniach lata i zimy, oraz określający metodą optymalizacji wielokryterialnej parametry zapewniające jak największe zyski zimą i ograniczenie nagrzewania latem,
- f) wnioski.

3. Podstawowe zależności związane z radiacyjną wymianą ciepła

Praktyczny udział w radiacyjnej wymianie ciepła wymianie bierze promieniowanie optyczne o następujących długościach fali:

1 ÷ 280 nm – krótkofalowe promieniowanie nadfioletowe (daleki nadfiolet),

280 ÷ 315 nm – średniofalowe promieniowanie nadfioletowe (średni nadfiolet),

315 ÷ 380 nm – długofalowe promieniowanie nadfioletowe (bliski nadfiolet),

380 ÷ 720 nm – promieniowanie widzialne,

720 ÷ 1400 nm – krótkofalowe promieniowanie podczerwone (bliska podczerwień),

1400 ÷ 3000 nm – średniofalowe promieniowanie podczerwone (średnia podczerwień),

3000 ÷ 1000·103 nm – długofalowe promieniowanie podczerwone (daleka podczerwień).

Wszystkie wielkości związane z radiacyjną wymianą ciepła można definiować w odniesieniu do wąskiego przedziału długości fali od λ do λ + d λ jako wielkości monochromatyczne (z indeksem " λ "), lub w odniesieniu do całego zakresu widma promieniowania jako wielkości panchromatyczne.

Ilość energii o danej długości fali Q_{λ} docierającej do powierzchni ciała w jednostce czasu t określana jest jako strumień Φ_{λ} :

$$\Phi_{\lambda} = \frac{dQ_{\lambda}}{dt} \tag{1}$$

Natężenie promieniowania monochromatycznego I_{λ} padającego na powierzchnię to strumień promieniowania odniesiony do jednostkowej powierzchni *F*:

$$I_{\lambda} = \frac{d\Phi_{\lambda}}{dF} \tag{2}$$

Strumień padający na powierzchnię może zostać pochłonięty ($\Phi_{\alpha,\lambda}$), odbity ($\Phi_{\rho,\lambda}$) lub przepuszczony ($\Phi_{\tau,\lambda}$), co opisują w sposób ogólny równania:

$$\Phi_{\lambda} = \Phi_{\alpha,\lambda} + \Phi_{\rho,\lambda} + \Phi_{\tau,\lambda} \Rightarrow 1 = \frac{\Phi_{\alpha,\lambda}}{\Phi_{\lambda}} + \frac{\Phi_{\rho,\lambda}}{\Phi_{\lambda}} + \frac{\Phi_{\tau,\lambda}}{\Phi_{\lambda}} \Rightarrow 1 = \alpha_{\lambda} + \rho_{\lambda} + \tau_{\lambda}$$
(3)

gdzie: α_{λ} – zdolność pochłaniania (absorpcji), ρ_{λ} – zdolność odbijania, τ_{λ} – zdolność przepuszczania promieniowania o danej długości fali.

Podstawowymi parametrami opisującymi cechy optyczne materiałów są odbijalność i transmisyjność, rozpatrywane dla promieniowania krótkofalowego z zakresu 280 ÷ 3000 nm.

3.1. Odbicie promieniowania

Zdolność odbijania promieniowania przez daną powierzchnię określona jest przez jej odbijalność ρ . W zależności od zakresu widma i kierunku promieniowania padającego i odbitego, można rozróżnić następujące podstawowe rodzaje odbijalności (Sala [16]):

odbijalność monochromatyczna w kierunku γ promieniowania padającego z kierunku θ do normalnej:

$$\rho_{\lambda,\theta,\gamma} = \frac{\Phi_{\rho,\lambda,\gamma}}{\Phi_{\lambda,\theta}} \tag{4}$$

 odbijalność monochromatyczna do półprzestrzeni promieniowania padającego z kierunku θ:

$$\rho_{\lambda,\theta} = \frac{\Phi_{\rho,\lambda}}{\Phi_{\lambda,\theta}} \tag{5}$$

 odbijalność monochromatyczna do półprzestrzeni promieniowania padającego z półprzestrzeni:

$$\rho_{\lambda} = \frac{\Phi_{\rho,\lambda}}{\Phi_{\lambda}} \tag{6}$$

gdzie: Φ_{ρ} – strumień promieniowania odbitego od jednostkowej powierzchni: w całym zakresie widma lub dla danej długości fali (indeks λ), do całej półprzestrzeni lub w jednostkowym kącie bryłowym w kierunku γ (indeks γ); Φ – strumień promieniowania padającego na jednostkową powierzchnię ciała: w całym zakresie widma lub dla danej długości fali (indeks λ), z całej półprzestrzeni lub z jednostkowego kąta bryłowego z kierunku θ (indeks θ).

Analogicznie określa się wielkości odbijalności panchromatycznej: $\rho_{\theta,\gamma}$, ρ_{θ} , ρ .

Rozkład przestrzenny strumienia promieniowania odbitego jest ściśle powiązany z długością fali i stopniem nierówności powierzchni oraz rodzajem materiału. Dla powierzchni idealnie gładkiej odbicie będzie miało charakter lustrzany, a dla powierzchni chropowatej – dyfuzyjny. Odbicie od powierzchni rzeczywistych ma charakter pośredni, opisywany jako superpozycja składowej kierunkowej $\rho_{\lambda,\theta}$ ^s i dyfuzyjnej $\rho_{\lambda,\theta}^{d}$ (Beckmann i Spizzichino [2], Torrance i Sparrow [20]):

$$\rho_{\lambda,\theta} = \rho_{\lambda,\theta}^s + \rho_{\lambda,\theta}^a \tag{7}$$

gdzie:

$$\rho_{\lambda,\theta}^{s} = \frac{\Phi_{\rho,\lambda,\theta}}{\Phi_{\lambda,\theta}}, \qquad \rho_{\lambda,\theta}^{d} = \frac{\Phi_{\rho,\lambda} - \Phi_{\rho,\lambda,\theta}}{\Phi_{\lambda,\theta}}$$
(8,9)

Odbijalność przezroczystej warstwy materiału o skończonej grubości będzie uzależniona od odbicia promieniowania nie tylko na górnej, ale i na dolnej powierzchni:



Rys. 3. Schemat drogi promieniowania odbijanego od warstwy materiału przezroczystego. Fig. 3. Radiation reflected from a layer of transparent material.

Odbijalność takiej warstwy określona tzw. wzorem Stokesa jest większa niż sam współczynnik odbicia, i wynosi:

$$\begin{split} \rho_{\lambda,\theta} &= r_{\lambda,\theta} + (1 - r_{\lambda,\theta})^2 r_{\lambda,\theta} t_{\lambda,\theta}^{-2} + (1 - r_{\lambda,\theta})^2 r_{\lambda,\theta}^{-3} t_{\lambda,\theta}^{-4} + \ldots = \\ &= r_{\lambda,\theta} + (1 - r_{\lambda,\theta})^2 r_{\lambda,\theta} t_{\lambda,\theta}^{-2} \frac{1}{1 - r_{\lambda,\theta}^{-2} t_{\lambda,\theta}^{-2}} \end{split}$$
(10)

gdzie: $t_{\lambda,\theta}$ – współczynnik transmisji promieniowania przez warstwę materiału o danej grubości, $r_{\lambda,\theta}$ – współczynnik odbicia promieniowania na powierzchni materiału wg wzorów Fresnela.

3.2. Transmisja promieniowania

Miarą przepuszczalności warstwy o skończonej grubości jest stosunek gęstości strumienia promieniowania wychodzącego z warstwy do gęstości strumienia promieniowania docierającego do warstwy. W zależności od zakresu widma i kierunku promieniowania padającego i transmitowanego, można rozróżnić następujące podstawowe rodzaje transmisyjności (Sala [16]):

 transmisyjność monochromatyczna całkowita (do półprzestrzeni) promieniowania kierunkowego padającego pod kątem θ:

$$\tau_{\lambda,\theta} = \frac{\Phi_{\tau,\lambda}}{\Phi_{\lambda,\theta}} \tag{11}$$

• transmisyjność monochromatyczna do półprzestrzeni promieniowania padającego z półprzestrzeni:

$$\tau_{\lambda} = \frac{\Phi_{\tau,\lambda}}{\Phi_{\lambda}} \tag{12}$$

gdzie: Φ_r – strumień promieniowania przepuszczonego przez jednostkową powierzchnię: w całym zakresie widma lub dla danej długości fali (indeks λ), do całej półprzestrzeni lub w jednostkowym kącie bryłowym w kierunku θ (indeks θ), Φ – strumień promieniowania padającego na jednostkową powierzchnię ciała: w całym zakresie widma lub dla danej długości fali (indeks λ), z całej półprzestrzeni lub z jednostkowego kąta bryłowego z kierunku θ (indeks θ).

Podobnie można zdefiniować przepuszczalności panchromatyczne: τ_{θ} , τ .

Wiele materiałów wykorzystywanych w inżynierii słonecznej transmituje kierunkowe promieniowanie widzialne nie tylko w postaci kierunkowej, ale też rozprasza je na powierzchniach i w całej objętości. Do opisu transmisyjności kierunkowej materiałów rozpraszających można wykorzystać współczynniki transmisyjności monochromatycznej kierunkowej oraz transmisyjności monochromatycznej dyfuzyjnej promieniowania padającego pod kątem θ :

$$\tau_{\lambda,\theta}^{s} = \frac{\Phi_{\tau,\lambda,\theta}}{\Phi_{\lambda,\theta}} \qquad \tau_{\lambda,\theta}^{d} = \tau_{\lambda,\theta} - \tau_{\lambda,\theta}^{s} = \frac{\Phi_{\tau,\lambda} - \Phi_{\tau,\lambda,\theta}}{\Phi_{\lambda,\theta}}$$
(13,14)

Transmisja promieniowania w nieograniczonej objętości przezroczystego materiału jednorodnego wzdłuż drogi l jest opisana prawem Bouguera-Lamberta:

$$t_{\lambda\theta} = \exp(-a_{\lambda} \cdot l) \tag{15}$$

gdzie: $t_{\lambda,\theta}$ – transmisyjność promieniowania w nieograniczonej objętości materiału, a_{λ} ' – liniowy współczynnik ekstynkcji uwzględniający absorpcję i rozproszenie promieniowania o danej długości fali wewnątrz materiału.

Jeśli rozpatrzymy warstwę materiału przezroczystego o skończonej grubości i pomijalnie małym rozpraszaniu wewnętrznym, to część padającego promieniowania kierunkowego zostanie odbita od górnej i dolnej powierzchni, a część pochłonięta przez warstwę.



Rys. 4. Schemat drogi promieniowania transmitowanego przez warstwę materiału przezroczystego. Fig. 4. Radiation transmitted through a layer of transparent material.

Transmisyjność wypadkowa określona tzw. wzorem Stokesa będzie w rezultacie mniejsza niż transmisyjność samego materiału $t_{\lambda,\theta}$:

$$\tau_{\lambda,\theta} = (1 - r_{\lambda,\theta})^2 t_{\lambda,\theta} + (1 - r_{\lambda,\theta})^2 r_{\lambda,\theta}^{2} t_{\lambda,\theta}^{3} + \dots = t_{\lambda,\theta} \frac{(1 - r_{\lambda,\theta})^2}{1 - r_{\lambda,\theta}^{2} t_{\lambda,\theta}^{2}}$$
(16)

gdzie: $t_{\lambda,\theta}$ – współczynnik transmisji promieniowania przez warstwę materiału o danej grubości, $r_{\lambda,\theta}$ – współczynnik odbicia promieniowania na powierzchni materiału wg wzorów Fresnela.

4. Podstawy fizyczne promieniowania słonecznego

Słońce emituje promieniowanie elektromagnetyczne o bardzo szerokim zakresie długości fal, różniące się znacznie właściwościami fizycznymi. Oprócz promieniowania optycznego opisanego wyżej, w widmie słonecznym występuje promieniowanie X i γ o długościach fali< 1 nm oraz fale radiowe i mikrofale o długościach fali> 1000·10³ nm.

Gęstość strumienia energii wypromieniowanego przez Słońce w całym zakresie długości fal na powierzchnię prostopadłą do kierunku promieniowania, poza atmosferą ziemską w średniej odległości między Ziemią a Słońcem, nazywana jest stałą słoneczną. Jako obowiązującą w pracy przyjęto wartość stałej słonecznej ustaloną przez NASA-ASTM w 1970 roku dzięki pomiarom poza atmosferą ziemską, wynoszącą $I_0 = 1353 \text{ W/m}^2$, gdyż na takiej wartości oparty jest wykorzystywany model obliczeniowy natężenia promieniowania słonecznego.

Podczas przejścia promieniowania słonecznego przez atmosferę ziemską zachodzi szereg zjawisk, powodujących zmianę jego wielkości i kierunku. Gdy Słońce nie jest zasłonięte przez chmury część promieniowania dociera do powierzchni Ziemi jako promieniowanie bezpośrednie. Traktowane jest ono jako równoległa wiązka biegnąca od Słońca do Ziemi bez zmiany kierunku, i padającą na powierzchnię Ziemi pod kątem odpowiadającym kątowi wzniesienia Słońca nad horyzontem. Część promieniowania zostaje rozproszona lub pochłonięta w atmosferze i dociera do powierzchni Ziemi ze wszystkich kierunków na powierzchni nieboskłonu. Najczęściej promieniowanie to modeluje się jako dyfuzyjne, tzn. o jednakowym widmie i strumieniu dla każdego kierunku. Założenie takie jest tym bliższe rzeczywistości, im stopień zachmurzenia jest większy.

Zarówno rozpraszanie jak i absorpcja uzależnione są od składu atmosfery oraz od drogi, jaką promienie słoneczne przebywają w atmosferze. Stosunek drogi przez atmosferę promieniowania padającego na płaszczyznę horyzontu na pewnej wysokości nad poziomem morza, do drogi promieniowania Słońca w zenicie padającego prostopadle na płaszczyznę horyzontu na poziomie morza, określa się jako masę optyczną atmosfery.



- Rys. 5. Widmo bezpośredniego promieniowania słonecznego poza atmosferą Ziemi (AM0) oraz dla AM1 i AM2 standardowej atmosfery średnio zanieczyszczonej.
- Fig. 5. Spectral analysis of the direct solar radiation outside the atmosphere (AM0) and for AM1 and AM2 of the standard moderately contaminated atmosphere.

5. Model promieniowania słonecznego na dowolną płaszczyznę

Model przyjęty do obliczeń opracowany został w IPPT PAN i oparty jest na analizie statystycznej danych meteorologicznych z lat 1986 – 1995, ze stacji aktynometrycznych w Warszawie, Sulejowie, Suwałkach, Mikołajkach, Kołobrzegu, Pile, Gdyni i Zakopanym (Owczarek [12], Owczarek [13]). Pozwala on na wyznaczenie natężenia promieniowania słonecznego na dowolną płaszczyznę w dowolnym okresie czasu i stanie zachmurzenia, w oparciu o teorię ekstynkcji i rozpraszania promieniowania słonecznego. Wypadkowa gęstość strumienia promieniowania I_{kG} na dowolną płaszczyznę jest sumą składowych:

$$I_{kG} = I_{kB} + I_{ksD} + I_{krD}$$
(17)

gdzie: I_{kB} – gęstość strumienia promieniowania bezpośredniego, I_{ksD} – gęstość strumienia promieniowania rozproszonego, I_{krD} – gęstość strumienia promieniowania odbitego od powierzchni terenu.

Natężenie promieniowania bezpośredniego na dowolną płaszczyznę o kącie nachylenia do poziomu β_k i azymucie α_k obliczyć można jako iloczyn skalarny:

$$I_{kB} = I_k \cdot \nu_k \tag{18}$$

$$I_k = I \cdot \mathbf{1}[\kappa_k - 0] \cdot [\kappa_H - 0] \tag{19}$$

gdzie: v_k – wektor normalny do płaszczyzny, I_k – wektor natężenia promieniowania słonecznego obliczany z uwzględnieniem efektu cienia własnego płaszczyzny lub cienia horyzontu, I – wektor natężenia bezpośredniego promieniowania słonecznego docierającego do powierzchni Ziemi:

$$I = I^{ex} \cdot \eta_1 \tag{20}$$

$$\eta_1 = \exp(-a_0 \cdot m_a \cdot P) \tag{21}$$

gdzie: I^{ex} – wektor natężenia promieniowania poza atmosferą, η_1 – całkowity współczynnik transmitancji, a_0 – ekstynkcja panchromatyczna atmosfery idealnej, m_a – masa optyczna atmosfery, P – współczynnik zanieczyszczenia atmosfery, przyjęty w postaci szeregu o współczynnikach P_i , i = 1...6, wyznaczanych na podstawie danych meteorologicznych dla kolejnego dnia roku d:

$$P = P_1 - P_2 \cos(w) - P_3 \cos(2w) + P_4 \cos(3w) + P_5 \sin(w) + P_6 \sin(2w)$$
(22)
$$w = d \frac{360}{365}$$

Natężenie promieniowania rozproszonego padającego na dowolną płaszczyznę I_{kD} oblicza się jako iloczyn:

$$I_{ksD} = Z_H^{ex} \cdot \eta_{2,3} \cdot R_k \tag{23}$$

gdzie: $\eta_{2,3}$ - całkowity współczynnika transmitancji promieniowania rozproszonego zależny od stopnia zachmurzenia, opisany szeregiem potęgowym którego stałe określone są na podstawie danych meteorologicznych, Z^{ex}_{H} - pionowa składowa natężenia promieniowania bezpośredniego poza atmosferą, R_{k} - współczynnik uwzględniający wielkość wycinka półkuli nieboskłonu "widzianego" przez nachyloną płaszczyznę:

$$R_k = \frac{1 + \cos\beta_k}{2} \tag{24}$$

Natężenie promieniowania rozproszonego odbitego od terenu padającego na dowolną płaszczyznę I_{krD} oblicza się jako iloczyn:

$$I_{krD} = (I_{sD} + Z_{H})\rho_{q}(1 - R_{k})$$
(25)

gdzie: I_{sD} – natężenie promieniowania rozproszonego padającego na płaszczyznę poziomą, Z_H – pionowa składowa natężenia promieniowania bezpośredniego, ρ_g – współczynnik odbijalności otoczenia.

Na potrzeby analizy optymalizacyjnej obliczono natężenie promieniowania bezpośredniego i rozproszonego na płaszczyzny: poziomą, pionową skierowaną na południe, południowy wschód i południowy zachód, przy następujących założeniach:

- lokalizacja: Warszawa, szerokość geograficzna φ = 52°, wysokość nad poziomem morza z = 0,1 km,
- czas: 27 VI 178 dzień roku, 26 XII 360 dzień roku (dni o największym i najmniejszym natężeniu promieniowania na płaszczyznę poziomą), godziny od wschodu do zachodu Słońca,
- warunki atmosferyczne ciśnienie b = 1000 hPa, niebo bezchmurne i w stanie pełnego zachmurzenia,
- teren otaczający budynek: czerwiec roślinność sucha $\rho_g = 0,33$, grudzień śnieg zleżały, $\rho_g = 0,46$,
- usytuowanie płaszczyzn:
 - płaszczyzna pozioma $\beta_k = 0^\circ$,
 - płaszczyzna pionowa skierowana na południe $\beta_k = 90^\circ$, $\alpha_k = 0^\circ$,
 - płaszczyzna pionowa skierowana na południowy wschód $\beta_k = 90^\circ$, $\alpha_k = -45^\circ$,
 - płaszczyzna pionowa skierowana na południowy zachód $\beta_k = 90^\circ$, $\alpha_k = 45^\circ$.

Przykładowe wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Wartości chwilowe natężenia promieniowania bezpośredniego w stanie nieba bezchmurnego, 26 XII.



6. Model matematyczny transmisji promieniowania słonecznego przez warstwę powierzchniową

Własny model matematyczny transmisji promieniowania słonecznego, opracowany na potrzeby niniejszej pracy, uwzględniać będzie zjawiska zachodzące podczas przejścia promieniowania przez elementy składowe warstwy powierzchniowej: warstwę zewnętrzną i płytową izolację komórkową. Ponieważ transmisyjność warstwy zewnętrznej wyznaczona zostanie doświadczalnie, w analizach pominięto jej strukturę wewnętrzną (transmisję i rozproszenie w układzie kulki – spoiwo) opisując zdolność przepuszczania promieniowania współczynnikami makroskopowymi. Transmisyjność płytowej izolacji komórkowej określona zostanie analitycznie, w oparciu o cechy materiału ścianek i zasady optyki geometrycznej.



Rys. 7. Schemat przenikania promieniowania przez płytę transparentną z tynkiem szklanym. Fig. 7. Radiation transmission through the transparent panel and glass protective layer.

Podczas przejścia promieniowania przez warstwę powierzchniową ma miejsce:

- a) Warstwa "1" górna powierzchnia przegrody (powietrze tynk) odbicie na zewnątrz w postaci kierunkowej i rozproszonej, załamanie oraz rozproszenie do wewnątrz, absorpcja promieniowania na powierzchni,
- b) Warstwa "2" wnętrze tynku przezroczystego rozpraszanie, pochłanianie, transmisja (w postaci kierunkowej i rozproszonej), wielokrotne odbicia i rozproszenie na obu wewnętrznych powierzchniach styku warstwy z powietrzem,
- c) Warstwa "3" dolna powierzchnia tynku (tynk izolacja płytowa) załamanie i rozproszenie na zewnątrz, odbicie od powierzchni czołowej płyty komórkowej,
- d) Warstwa "4" płyta transparentna transmisja promieniowania (w postaci kierunkowej i rozproszonej) padającego na boczne powierzchnie ścianek oraz na powierzchnię górną płyty, odbijanie promieniowania (w postaci kierunkowej i rozproszonej) padającego na boczne powierzchnie ścianek izolacji transparentnej, absorpcja, rozpraszanie i odbicia wewnętrzne w materiale ścianek,
- e) Warstwa "5" powierzchnia przegrody absorpcja na powierzchni, odbicie wstecz w postaci kierunkowej i rozproszonej do obszaru płyty transparentnej.

Model transmisyjności całej warstwy powierzchniowej opracowano przyjmując następujące założenia: (1) powierzchnia warstwy jest nieskończenie wielka, (2) wiązka promieniowania padającego na górną powierzchnię warstwy pod kątem θ jest idealnie równoległa, (3) absorpcyjność materiału ścianek przyjęto jako pomijalnie małą, (4) założono idealną geometrię płyty komórkowej: równoległe ścianki o jednakowej grubości, brak odchyleń osi komórek od kierunku pionowego, brak uszkodzeń krawędzi lub zanieczyszczeń ścianek, (5) rozproszenie promieniowania w objętości płyty ma charakter izotropowy, (6) dolna powierzchnia warstwy przylega do powierzchni idealnie czarnej, pochłaniającej w całości padające na nią promieniowanie, (7) transmisyjność wypadkową całej warstwy określono jako średnią ważoną transmisyjności warstwy zewnętrznej i układu komórek oraz warstwy zewnętrznej i materiału ścianek. (8) transmisyjność i odbijalność warstwy zewnętrznej oraz materiału ścianek płyty opisują makroskopowe współczynniki uwzględniające wielokrotne odbicia wewnętrzne w objętości elementu (analogiczne do wzorów Stokesa), rozpatrywane jako superpozycja dwu składowych – kierunkowej i dyfuzyjnej.

Transmisyjność wypadkowa τ_{θ} całego układu jest wyznaczana jako:

$$\tau_{\theta} = \frac{\tau_{\theta}^{I} + f_{w} \cdot \tau_{\theta}^{II}}{1 + f_{w}}$$
(26)

gdzie: τ_{θ}^{I} – transmisyjność promieniowania kierunkowego padającego pod kątem θ przez warstwę zewnętrzną i układ komórek, τ_{θ}^{II} – transmisyjność promieniowania kierunkowego padającego pod kątem θ przez warstwę zewnętrzną i materiał ścianek płyty komórkowej, f_{w} – względna powierzchnia przekroju poprzecznego ścianek.

Transmisyjność τ_{θ}^{I} obliczono jako sumę składowych:

$$\begin{aligned} \tau_{\theta}^{I} &= (\tau_{z1,\theta}^{s})\tau_{c,\theta} + (\tau_{z1,\theta}^{d})\tau_{c} + (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{c,\theta}^{d'}\rho_{z3})\tau_{c} + (\tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{c}^{'}\rho_{z3})\tau_{c} + \\ &+ (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{c,\theta}^{d'}\rho_{z3}\tau_{c}^{'}\rho_{z3})\tau_{c} + (\tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{c}^{'}\rho_{z3}\tau_{c}^{'}\rho_{z3})\tau_{c} + ... = \\ &= (\tau_{z1,\theta}^{s})\tau_{c,\theta} + (\tau_{z1,\theta}^{d})\tau_{c} + (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{c,\theta}^{d'} + \tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{c}^{'})\frac{\rho_{z3}\tau_{c}}{1 - \tau_{c}^{'}\rho_{z3}} \end{aligned}$$
(27)

gdzie: $\tau_{z1,\theta}$ – transmisyjność promieniowania w postaci kierunkowej przez warstwę zewnętrzną, $\tau_{z1,\theta}$ – transmisyjność promieniowania w postaci dyfuzyjnej przez warstwę zewnętrzną, $\tau_{c,\theta}$ – transmisyjność całkowita (kierunkowa i dyfuzyjna) promieniowania kierunkowego przez komórki izolacji, τ_c – transmisyjność promieniowania z półprzestrzeni przez komórki izolacji, $\tau_{c,\theta}$ – składowa promieniowania rozpraszanego wstecz przez komórki izolacji pochodząca od transmitowanego promieniowania kierunkowego, obliczana przy założeniu izotropowości promieniowania rozpraszonego w objętości płyty, τ'_c – składowa promieniowania rozpraszonego, ρ_{z3} – odbijalność promieniowania z półprzestrzeni przez komórki izolacji, pochodząca od transmitowanego promieniowania rozproszonego, ρ_{z3} – odbijalność promieniowania z półprzestrzeni przez spodnią część warstwy zewnętrznej.

Transmisyjność τ_{θ}^{II} obliczono jako sumę składowych:

$$\begin{aligned} \tau_{\theta}^{II} &= (\tau_{z1,\theta}^{s})\tau_{w,\theta} + (\tau_{z1,\theta}^{d})\tau_{w} + (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{w,\theta}^{d'}\rho_{z3})\tau_{w} + (\tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{w}^{'}\rho_{z3})\tau_{w} + \\ + (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{w,\theta}^{d'}\rho_{z3}\tau_{w}^{'}\rho_{z3})\tau_{w} + (\tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{w}^{'}\rho_{z3}\tau_{w}^{'}\rho_{z3})\tau_{w} + ... = \\ &= (\tau_{z1,\theta}^{s})\tau_{w,\theta} + (\tau_{z1,\theta}^{d})\tau_{w} + (\tau_{z1,\theta}^{s}\tau_{w,\theta}^{d'} + \tau_{z1,\theta}^{d}\tau_{w}^{'})\frac{\rho_{z3}\tau_{w}}{1 - \tau_{w}^{'}\rho_{z3}} \end{aligned}$$
(28)

gdzie: $\tau_{w,\theta}$ – transmisyjność całkowita (kierunkowa i dyfuzyjna) promieniowania kierunkowego przez materiał izolacji, τ_w – transmisyjność promieniowania z półprzestrzeni przez materiał izolacji, $\tau_{w,\theta}^{d'}$ – składowa promieniowania rozpraszanego wstecz przez materiał izolacji pochodząca od transmitowanego promieniowania

kierunkowego, obliczana przy założeniu izotropowości promieniowania rozproszonego w materiale, τ'_w – składowa promieniowania rozpraszanego wstecz przez materiał izolacji, pochodząca od transmitowanego promieniowania rozproszonego, ρ_{z3} – odbijalność promieniowania z półprzestrzeni przez spodnią część warstwy zewnętrznej.

Aby obliczyć transmisyjność warstwy konieczne jest wyznaczenie parametrów warstwy zewnętrznej i izolacji komórkowej. Transmisyjność i odbijalność warstwy zewnętrznej ($\tau_{z1,\theta}$, $\tau_{z1,\theta}$, ρ_{z3}) wyznaczono doświadczalnie, a transmisyjność izolacji komórkowej obliczono wykorzystując model matematyczny Hollandsa, zmodyfikowany na potrzeby pracy w sposób umożliwiający analizę trójwymiarową w pełnym zakresie kątów padania promieniowania (Hollands, Iynkaran, Ford i Platzer [6], Hollands, Marshall i Wedel [7], Hollands, Raithby, Russel i Wilkinson [8]). Umożliwia on wyznaczenie transmisyjności płyt o zadanej geometrii w oparciu o transmisyjność i odbijalność pojedynczej warstwy materiału ścianek, określone eksperymentalnie.

Liczba przecinanych ścianek w kierunkach x i y wynosi odpowiednio:

$$m_x = \frac{l_w}{w_x} \operatorname{tg} \theta \cos \zeta , \qquad m_y = \frac{l_w}{w_y} \operatorname{tg} \theta \sin \zeta$$
(29)

Kąty padania promieniowania na ścianki komórek określone są jako:

$$\cos\vartheta_{x} = \sin\theta\cos\zeta, \qquad \qquad \cos\vartheta_{y} = \sin\theta\sin\zeta \tag{30}$$



Rys. 8. Przenikanie promieniowania przez trójwymiarową izolację ulową. Fig. 8. Radiation transmission through three-dimentional honeycomb insulation.

Odbijalność materiału z którego wykonane są ścianki (w funkcji kąta padania promieniowania 9) rozpatruje się jako superpozycję dwu składowych – odbijalności kierunkowej $\rho_{1,s}$ ^s i dyfuzyjnej $\rho_{1,s}$ ^d, wg wzoru:

$$\rho_{1,\vartheta} = \rho_{1,\vartheta}^s + \rho_{1,\vartheta}^d \tag{31}$$

Transmisyjność określa się analogicznie – jako sumę transmisyjności kierunkowej τ_{1,g^s} i dyfuzyjnej τ_{1,g^d} :

$$\tau_{1,\vartheta} = \tau_{1,\vartheta}^s + \tau_{1,\vartheta}^d \tag{32}$$

Ze względu na powtarzalność geometrii izolacji typu "plaster miodu", fotony odbite i przepuszczone w danym punkcie mają statystycznie taką samą historię odbić i przejść przez ścianki komórek. Dla określenia transmisyjności całej płyty wystarczy określić transmisyjność pojedynczej komórki o nieprzezroczystych, adiabatycznych ściankach, których grubość równa jest połowie grubości rzeczywistej. Efektywna odbijalność dyfuzyjna i kierunkowa ścianki dane są wzorami:

$$\rho_{1,e}^{s} = \rho_{1,\vartheta}^{s} + \tau_{1,\vartheta}^{s}, \ \rho_{1,e}^{d} = \rho_{1,\vartheta}^{d} + \tau_{1,\vartheta}^{d}$$
(33, 34)

Materiał ścianek potraktowano jako tworzywo szare, o stałych własnościach optycznych w funkcji długości fali. Składowe $\rho_{1,\theta}$ i $\tau_{1,\theta}$ wynoszą wtedy (wg wzorów Stokesa i Fresnela):

$$\rho_{1,\vartheta}^{s} = r_{\vartheta} + (1 - r_{\vartheta})^{2} r_{\vartheta} t_{\vartheta}^{2} \frac{1}{1 - r_{\vartheta}^{2} t_{\vartheta}^{2}}$$
(35)

$$\tau_{1,\vartheta}^{s} = (1 - r_{\vartheta})^{2} t_{\vartheta} \frac{1}{1 - r_{\vartheta}^{2} t_{\vartheta}^{2}}$$
(36)

$$r_{\vartheta} = 0, 5 \cdot \left(\frac{\sin^2(\vartheta - \vartheta_z)}{\sin^2(\vartheta + \vartheta_z)} + \frac{\mathrm{tg}^2(\vartheta - \vartheta_z)}{\mathrm{tg}^2(\vartheta + \vartheta_z)} \right), \quad \frac{\sin\vartheta}{\sin\vartheta_z} = n$$
(37)

$$t_{\vartheta} = \exp\left(-\frac{na'd}{\sqrt{n^2 - \sin^2\vartheta}}\right) \tag{38}$$

gdzie: $n - względny współczynnik załamania materiału ścianek, <math>\theta_z - kąt załamania promieniowania na granicy ośrodków, <math>d -$ grubość ścianek, a' - liniowy współczynnik ekstynkcji promieniowania przechodzącego przez materiał ścianki, obejmujący rozpraszanie k_s 'i absorpcję k_a ' wewnątrz ścianki, określony na podstawie pomiarów transmisyjności i odbijalności kierunkowej dyfuzyjnej i całkowitej promieniowania padającego pod kątem 0°:

$$a' = k_s' + k_a' \tag{39}$$

Na podstawie powyższych zależności poszczególne transmisyjności składowe płyty wyznaczono jako:

$$\tau_{c,\theta} = (\rho_{1x,e}^s + 0, 5(1 - \rho_{1x,e}^s))^{mx} \cdot (\rho_{1y,e}^s + 0, 5(1 - \rho_{1y,e}^s))^{my}$$
(40)

$$\tau_{c} = \int_{\Omega} \tau_{c,\theta} d\theta \tag{41}$$

$$\tau_{c,\theta}^{d'} = \tau_{c,\theta} - \tau_{c,\theta}^{s}, \quad \tau_{c,\theta}^{s} = (\rho_{1x,e}^{s})^{mx} \cdot (\rho_{1y,e}^{s})^{my}$$

$$\tag{42}$$

$$\tau'_{c} = \int_{\Omega} \tau^{d'}_{c,\theta} d\theta \tag{43}$$

$$\tau_{w,\theta} = (1 - r_{\theta}')^2 e^{-a' l w'} + 0,5(1 - e^{-a' l w'})(1 - r_{\theta}')$$
(44)

$$\tau_w = \int_{\Omega} \tau_{w,\theta} d\theta \tag{45}$$

$$\tau_{w,\theta}^{d'} = 0,5(1 - e^{-a'lw'})(1 - r_{\theta}')$$
(46)

$$\tau'_{w} = \int_{\Omega} \tau^{d'}_{w,\theta} d\theta \tag{47}$$

gdzie: r_{θ}' – odbijalność promieniowania na górnej i dolnej krawędzi ścianek wg wzorów Fresnela, l_{w}' – droga promieniowania wewnątrz ścianki, uwzględniająca wielokrotne odbicia na płaszczyznach bocznych:

$$l_w' = \frac{l_w \cdot n}{\sqrt{n^2 - \sin^2 \theta}} \tag{48}$$

Ilość promieniowania pochłanianego przez powierzchnię absorbera określa tzw. współczynnik transmisyjno-absorpcyjny ($\tau \alpha$). Uwzględnia on pochłanianie i odbijanie promieniowania przez elementy izolacji, a także wielokrotne odbicia od powierzchni absorbera i wewnętrznej powierzchni przeszklenia. Współczynnik transmisyjno-absorpcyjny dla przegrody z izolacją transparentną oraz chropowatą warstwą zewnętrzną można obliczyć jako (Symons [19]):

$$(\tau\alpha) = \frac{\tau_{\theta}\alpha}{1 - (1 - \alpha)(\tau_{hc})^2 \rho_{z3}}$$

$$\tag{49}$$

gdzie: τ_{hc} – transmisyjność płyty komórkowej dla promieniowania padającego z półprzestrzeni:

$$\tau_{hc} = \int_{\Omega} \frac{\tau_{c,\theta} + f_w \cdot \tau_{w,\theta}}{1 + f_w}$$
(50)

Jeżeli zdolność pochłaniania powierzchni absorbującej jest bliska 1, współczynnik transmisyjno-absorpcyjny jest w przybliżeniu równy transmisyjności τ_0 .

7. Badania elementów warstwy powierzchniowej

Próbki wykonano z kulek szklanych o różnych średnicach, wykorzystując frakcje rozdzielone podczas analizy sitowej: 200-315 μ m (2-3), 315-400 μ m (3-4), 400-630 μ m (4-6), 630-800 μ m (6-8). Połączono je ze sobą przy pomocy bezbarwnej i przezroczystej żywicy epoksydowej. Wykonano łącznie 72 próbki, o grubościach 1, 2 i 3 mm oraz różnych granulacjach mikrokulek szklanych. Próbki oznaczono symbolami (np. 23101), w których dwie pierwsze cyfry oznaczają granulację kulek szklanych, trzecia cyfra – grubość próbki, a dwie ostatnie cyfry – numer kolejnej próbki.



Rys. 9. Próbki warstwy tynku szklanego. Fig. 9. Samples of the outer layer.

7.1. Badania cech związanych z konwersją energii promieniowania słonecznego

W ramach pracy przeprowadzono badania elementów składowych pozwalające na ocenę ich przydatności do wykonania warstwy powierzchniowej oraz następujące badania zewnętrznej warstwy ochronnej niezbędne do wyznaczenia transmisyjności całej warstwy powierzchniowej:

- transmisyjność kierunkowa dla kątów padania promieniowania 0°, 20°, 40°, 60°, 80°,
- transmisyjność całkowita dla kąta padania promieniowania 0°,
- odbijalność całkowita dla kąta padania promieniowania 0°.

Wielkości pomierzono w funkcji długości fali w zakresie od 299 nm do 2000 nm, co 1 nm. Zakres ten obejmuje średni i bliski nadfiolet (do 380 nm), promieniowanie widzialne (380 ÷ 720 nm) oraz bliską i średnią podczerwień (powyżej 720 nm), a więc przedziały widma najbardziej istotne z punktu widzenia fototermicznej konwersji energii promieniowania słonecznego.

Pomiary transmisyjności i odbijalności przeprowadzono przy użyciu spektrofotometru typu Cary 5E, pozwalającego na określenie transmisyjności i odbijalności próbek materiałów przezroczystych.



- Rys. 10. Spektrofotometr typu Cary 5E, z przodu komora do umieszczania próbek.
- Fig. 10. Spectrophotometer Cary 5E, in the front the chamber for the samples.

Podstawowymi elementami układu pomiarowego są:

- a) Źródła promieniowania wraz z układem kierującym wiązkę na powierzchnię próbki – lampa: deuterowa, pracująca w zakresie długości fali od 175 nm do 300 nm, oraz lampa jodowo-kwarcowa, pracująca w zakresie od 300 nm do 3300 nm.
- b) Komora do umieszczania próbek, o wewnętrznych powierzchniach pokrytych materiałem o wysokim współczynniku pochłaniania promieniowania.
- c) Miernik natężenia promieniowania (kierunkowego i rozproszonego), przechodzącego lub odbitego przez próbkę. Układ detekcyjny stanowią dwa detektory: fotopowielacz pracujący w zakresie nadfioletu i światła widzialnego (od 175 nm do 800 nm), oraz detektor z siarczku ołowiu pracujący w podczerwieni (od 800 nm do 3300 nm). Transmisyjność i odbijalność do półprzestrzeni mierzone są za pomocą sfery całkującej, stanowiącej wyposażenie dodatkowe spektrofotometru.

d) Układ analizujący dane pomiarowe – mikrokomputer połączony ze spektrofotometrem, umożliwiający pozyskiwanie, przetwarzanie i przechowywanie danych pomiarowych.

7.2. Dyskusja wyników badań

Badania materiałów składowych wykazały ich wysoką transmisyjność, przede wszystkim dla długości fali z zakresu promieniowania widzialnego, co wskazuje na przydatność do wykonania poszukiwanej warstwy powierzchniowej.

Przykładowe wyniki badań cech optycznych próbek warstwy zewnętrznej w funkcji długości fali przedstawiono na rysunkach 11 i 12.



Rys. 11. Transmisyjność całkowita próbek dla kąta padania promieniowania 0°. Fig. 11. Total transmissivity of samples for the radiation incidence 0°.



Rys. 12. Odbijalność całkowita próbek dla kąta padania promieniowania 0°. Fig. 12. Total reflectivity of samples for the radiation incidence 0°.

Wielkości mierzone w funkcji długości fali uśredniono wg ogólnego wzoru:

$$\tau = \frac{\int\limits_{299}^{2000} \tau_{\lambda} d\lambda}{\int\limits_{299}^{2000} d\lambda}.$$
(51)

Pozwoliło to na bardziej przejrzystą analizę cech warstwy zewnętrznej w funkcji grubości próbek i granulacji kulek szklanych. Dla mierzonych wielkości dobrano krzywe regresjimetodąnajmniejszychkwadratów. Równanie ogólne krzywych przyjętow postaci: $y = y_0 + A \cdot \exp(-x/t)$, analogicznej do równań fizycznych opisujących zjawiska transmisji i odbicia promieniowania. Przykładowe wyniki pomiarów transmisyjności kierunkowej i do półprzestrzeni w funkcji grubości próbek i granulacji kulek szklanych przedstawiają rysunki 13 i 14.

Na podstawie wyników badań transmisyjności kierunkowej $\tau_{z1,\theta}$ oraz transmisyjności do półprzestrzeni $\tau_{z1,0}$ stwierdzono, że:

- transmisyjność maleje wraz ze wzrostem grubości próbek dla wszystkich granulacji kulek szklanych,
- transmisyjność kierunkowa maleje szybciej dla grubości do 1,5 mm; powyżej 1,5 mm zmniejszenie transmisyjności wraz ze wzrostem grubości następuje w mniejszym tempie,
- spadek transmisyjności do półprzestrzeni jest równomierny w całym badanym przedziale grubości próbek,
- transmisyjność rośnie wraz ze wzrostem średnicy kulek szklanych dla wszystkich grubości próbek,
- przyrost transmisyjności kierunkowej próbek o różnej granulacji jest tym większy, im mniejsza ich grubość, a przyrost transmisyjności do półprzestrzeni jest w przybliżeniu stały i niezależny od grubości próbek,
- transmisyjność wszystkich próbek maleje wraz ze wzrostem kąta padania promieniowania.

Przykładowe wyniki pomiarów odbijalności do półprzestrzeni $\rho_{z3,0^{\circ}}$ oraz krzywe regresji dla kąta padania promieniowania 0° w funkcji grubości próbek i granulacji kulek szklanych przedstawia rysunek 15.

Na podstawie badań odbijalności do półprzestrzeni $\rho_{_{z3,0^\circ}}$ można stwierdzić, że:

- odbijalność rośnie wraz ze wzrostem grubości próbek dla wszystkich granulacji kulek szklanych,
- tempo spadku odbijalności nieznacznie rośnie dla grubości próbek mniejszych niż 1,5 mm,
- odbijalność maleje wraz ze wzrostem średnicy kulek szklanych dla wszystkich grubości próbek,
- różnica pomiędzy odbijalnościami próbek o różnych granulacjach jest w przybliżeniu stała w całym badanym przedziale grubości.





Fig. 13. Direct transmissivity of the direct radiation for the radiation incidence 0°.



Rys. 14. Transmisyjność promieniowania kierunkowego do półprzestrzeni dla kąta padania promieniowania 0°.

Fig. 14. Hemispherical transmissivity of the direct radiation for the radiation incidence 0°.





Fig. 15. Hemispherical reflectivity of the direct radiation for the radiation incidence 0°.

8. Wybór optymalnego rozwiązani warstwy powierzchniowej

W obliczeniach transmisyjności analizowanej warstwy powierzchniowej przyjęto następujące założenia:

- grubość zewnętrznej warstwy ochronnej zmienia się od 1 do 3 mm, a granulacje kulek szklanych wynoszą: 200-315 μm, 315-400 μm, 400-630 μm, 630-800 μm,
- transmisyjność i odbijalność warstwy zewnętrznej określono na podstawie wyników badań,
- izolacja komórkowa wykonana jest z folii akrylowej gr. 31 µm; względny współczynnik załamania promieniowania przyjęto stały w całym zakresie widma i równy 1,48, a współczynnik ekstynkcji folii obliczony wg wzoru Stokesa wynosi 0,266 1/mm,
- szerokość komórek płyty zmienia się w zakresie od 2 do 10 mm a grubość od 60 do 120 mm; ograniczenie wymiarów podyktowane jest koniecznością ograniczenia strat ciepła z powierzchni absorbera,
- powierzchnię absorbera przyjęto jako idealnie czarną, pochłaniającą w całości padające na nią promieniowanie; przy takim założeniu obliczona transmisyjność jest równa współczynnikowi transmisyjno-absorpcyjnemu.

W celu obliczenia transmisyjności promieniowania słonecznego przez warstwę powierzchniową niezbędna jest znajomość cech warstwy zewnętrznej dla dowolnego kąta padania promieniowania. Ograniczenia aparatury pomiarowej pozwoliły jedynie na wyznaczenie transmisyjności kierunkowej dla kątów padania większych od 0°. Aby określić transmisyjność całkowitą dla dowolnego kąta wykorzystano zależność potwierdzoną badaniami (Burek, Horton i Probert, 1989), i przyjęto stosunek transmisyjności kierunkowej do całkowitej jako stały w całym zakresie kątów. W związku z tym konieczne było opisanie transmisyjności kierunkowej
i całkowitej funkcjami, których iloraz byłby stały dla każdego kąta padania. Przyjęto funkcję: $\tau_{z_{1,\theta}s} = A \cdot \exp(-1/\cos\theta)$, której postać wynika z założonego zmniejszenia transmisyjności proporcjonalnie do wydłużenia drogi promienia przechodzącego przez warstwę ($L_{\theta} = L_{0}/\cos\theta$).

Tabela 1. Równania krzywych regresji transmisyjności w funkcji kąta padania promieniowania $\theta.$

Table 1.	Regression	curves	of	the	transmissivity	as	а	function	of	the	incidence
	angle θ .										

Granulacja:	Grubość próbki:	Krzywa regresji:
2-3	1	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,09463 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
3-4	1	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,13706 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
4-6	1	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,22443 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
6-8	1	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,29046 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
2-3	2	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,02477 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
3-4	2	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,03768 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
4-6	2	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,05422 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
6-8	2	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,06915 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
2-3	3	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,02273 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
3-4	3	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,03394 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
4-6	3	$\tau_{z1,\theta^s} = 0,04312 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$
6-8	3	$\tau_{z1,\theta} = 0,04671 \cdot \exp(-1/\cos\theta)$

Ostatecznie, w obliczeniach transmisyjności przyjęto:

- transmisyjność promieniowania kierunkowego w postaci kierunkowej τ_{z1,θ^s} określoną wg krzywych regresji wyznaczonych z bezpośrednich pomiarów w funkcji kąta padania promieniowania,
- transmisyjność promieniowania kierunkowego w postaci rozproszonej $\tau_{z1,\theta}^{d}$ – określoną jako: $\tau_{z1,\theta}^{d} = \tau_{z1,\theta} - \tau_{z1,\theta}^{s}$; $\tau_{z1,\theta} = (\tau_{z1,\theta}) \cdot \exp(-1/\cos\theta + 1)$, $\tau_{z1,0}^{\circ}$ – wyznaczona wg krzywych regresji przy założeniu stałego stosunku transmisyjności kierunkowej do całkowitej.

Odbijalność promieniowania z półprzestrzeni do półprzestrzeni ρ_{z3} określono w sposób przybliżony na podstawie pomiarów odbijalności całkowitej promieniowania padającego prostopadle do powierzchni próbki jako: $\rho_{z3} = \frac{1}{2} (\rho_{z3,0} + 1)$, $\rho_{z3,0}$ – wyznaczona wg odpowiednich krzywych regresji.

Wielkości dotyczące izolacji transparentnej: $\tau_{c,\theta}$, τ_c , $\tau_{c,\theta}$, τ_c' , $\tau_{W,\theta}$, τ_W , $\tau_{W,\theta}$, τ_W' , określane są dla różnych grubości płyty i szerokości komórek oraz różnych kątów padania promieniowania na podstawie pomiarów transmisyjności kierunkowej pojedynczej warstwy folii akrylowej, przy pomocy własnego programu komputerowego.

Wyniki obliczeń poddano korekcie, uwzględniającej udział natężenia promieniowania o danej długości fali w widmie promieniowania słonecznego przechodzącego przez atmosferę o określonej masie optycznej.

Transmisyjność promieniowania rozproszonego obliczono całkując numerycznie transmisyjności w obrębie ćwiartki półprzestrzeni (ze względu na symetrię układu), co 1°.

Transmisyjność promieniowania kierunkowego przez przykładowe rodzaje warstw powierzchniowych przedstawia rysunek 16.





Fig. 16. Total transmissivity of outer layer as a function of the radiation incidence (honeycomb insulation parameters: width of channels w = 10 mm, width of insulation l = 120 mm).

Wyznaczenie transmisyjności warstwy powierzchniowej pozwoliło na obliczenie zysków promieniowania na powierzchni absorbera dla 240 wariantów przegrody różniących się parametrami warstwy ochronnej i izolacji komórkowej. W obliczeniach przyjęto następujące założenia:

- izolacja transparentna umieszczona jest na powierzchniach pionowych, skierowanych na południe, południowy wschód i południowy zachód,
- promieniowanie słoneczne padające na powierzchnię warstwy określono jako bezpośrednie i rozproszone pochodzące z nieboskłonu oraz rozproszone odbite od powierzchni terenu, zgodnie z modelem matematycznym przyjętym w rozdziale 5,
- rozpatrzono dzienne zyski promieniowania podczas dwu dni w roku: 27 VI i 26 XII, odpowiednio o największej i najmniejszej sumie promieniowania na płaszczyznę poziomą, w stanie nieba bezchmurnego i pełnego zachmurzenia,
- zyski promieniowania wyznaczono w odstępach godzinowych ∆t od wschodu do zachodu Słońca, na podstawie obliczonej transmisyjności warstwy i natężenia promieniowania padającego na jej powierzchnię wg wzoru:

$$Q_{kB} = \sum_{i} \tau_{\theta i} \cdot I_{kBi} \cdot \Delta t_{i} \qquad Q_{kD} = \sum_{i} \tau_{i} \cdot I_{kDi} \cdot \Delta t_{i}$$
(52)

$$Q_{kG} = Q_{kB} + Q_{kD} \qquad [kJ/m^2]$$
(53)

gdzie: Q_{kB} – dzienne zyski promieniowania bezpośredniego, Q_{kD} – dzienne zyski promieniowania rozproszonego, Q_{kG} – dzienne zyski promieniowania całkowitego.

Następnym etapem było wyznaczenie wariantu optymalnego analizowanej warstwy. Zmienne decyzyjne zagadnienia stanowią parametry warstwy powierzchniowej: – średnia granulacja kulek warstwy zewnętrznej g, 0,25 mm $\leq g \leq 0,7$ mm

– grubość warstwy zewnętrznej l_z , 1 mm $\leq l_z \leq$ 3 mm

– średnica komórek płytowej izolacji transparentnej w, 2 mm $\le w \le 10$ mm – grubość płytowej izolacji transparentnej l_w , 60 mm $\le l_w \le 120$ mm.

Warunki ograniczające zmienne decyzyjne wynikają z zakresu przeprowadzonych badań oraz z konieczności ograniczenia strat ciepła.

Funkcje celu opisujące zyski promieniowania zimą i latem oznaczono odpowiednio jako $f_1 = f_1(g, l_z, w, l_w)$ oraz $f_2 = f_2(g, l_z, w, l_w)$ [kJ/m²]. Zależność funkcji celu od zmiennych decyzyjnych w przypadku dnia bezchmurnego określono metodą najmniejszych kwadratów:

- dla płaszczyzny południowo-wschodniej i południowo-zachodniej:

$$\begin{split} f_{1} &= 6143,27 + 302,897 \cdot w - 17,9725 \cdot w^{2} - 15,3757 \cdot l_{w} + 0,809083 \cdot w \cdot l_{w} + \\ &+ 0,0115104 \cdot (l_{w})^{2} + 5182,8 \cdot g + 61,4475 \cdot w \cdot g - 3,29159 \cdot l_{w} \cdot g - 1906,87 \cdot g^{2} + \\ &- 2418,06 \cdot l_{z} - 37,9406 \cdot w \cdot l_{z} + 2,00888 \cdot l_{w} \cdot l_{z} - 561,609 \cdot g \cdot l_{z} + 315,281 \cdot (l_{z})^{2} \end{split}$$

$$\begin{split} f_2 &= 3460, 89 + 165, 82 \cdot w - 9, 86272 \cdot w^2 - 8, 41342 \cdot l_w + 0, 443479 \cdot w \cdot l_w + \\ &+ 0,00625 \cdot (l_w)^2 + 2989, 56 \cdot g + 31, 317 \cdot w \cdot g - 1,63768 \cdot l_w \cdot g - 1092, 54 \cdot g^2 + \\ &- 1381, 43 \cdot l_z - 20,0766 \cdot w \cdot l_z + 1,063 \cdot l_w \cdot l_z - 335,043 \cdot g \cdot l_z + 183,187 \cdot (l_z)^2 \end{split}$$

- dla płaszczyzny południowej:

$$\begin{split} f_1 &= 4469, 68 + 222, 589 \cdot w - 13, 176 \cdot w^2 - 11, 2778 \cdot l_w + 0, 594229 \cdot w \cdot l_w + \\ &+ 0,0083125 \cdot (l_w)^2 + 3737, 48 \cdot g + 45, 8297 \cdot w \cdot g - 2, 47391 \cdot l_w \cdot g - 1379, 57 \cdot g^2 + \\ &- 1749, 62 \cdot l_z - 28, 2141 \cdot w \cdot l_z + 1, 49313 \cdot l_w \cdot l_z - 398, 457 \cdot g \cdot l_z + 226, 369 \cdot (l_z)^2 \end{split} \tag{56}$$

$$\begin{split} f_2 &= 5727,87 + 272,12 \cdot w - 16,1842 \cdot w^2 - 13,752 \cdot l_w + 0,725729 \cdot w \cdot l_w + \\ &+ 0,0102708 \cdot (l_w)^2 + 4990,12 \cdot g + 50,2971 \cdot w \cdot g - 2,66696 \cdot l_w \cdot g - 1822,94 \cdot g^2 + \\ &- 2296,44 \cdot l_z - 32,5875 \cdot w \cdot l_z + 1,716 \cdot l_w \cdot l_z - 562,196 \cdot g \cdot l_z + 306 \cdot (l_z)^2 \end{split}$$

Przykładowe wykresy funkcji f_1 i f_2 dla płaszczyzny południowej przedstawia rysunek 17. Aby można było funkcje przedstawić graficznie, dwie spośród czterech zmiennych przyjęto jako stałe.



Rys. 17. Przykładowe wykresy funkcji f_1 i f_2 dla parametrów przyjętych jako stałe: g = 0,7 mm, $l_z = 2,63$ mm.

Fig. 17. Examples of function f_1 and f_2 graphs for parameters assumed as constant: g = 0,7 mm, $l_z = 2,63$ mm.

Jako kryteria optymalizacji przyjęto: 1) maksimum zysków promieniowania zimą, 2) minimum zysków promieniowania latem.

W obliczeniach wprowadzono bezwymiarowe, znormalizowane funkcje celu:

$$F_1 = \frac{-f_1}{\left|\overline{f_1}\right|} \qquad F_2 = \frac{f_2}{\left|\overline{f_2}\right|}$$
 (58)

gdzie: $\overline{f_i}$ – największa wartość funkcji celu co do wartości bezwzględnej, należąca do zbioru kompromisów.

Zbiór kompromisów wyznaczono metodą min-max przy użyciu współczynników wagowych w, wprowadzając zastępczą funkcję celu *F* i określając jej minimum, a następnie obliczając wartości funkcji F_1 i F_2 odpowiadające danemu wektorowi zmiennych decyzyjnych:

$$F = \sum_{i=1}^{2} w_i F_i, \qquad \sum_{i=1}^{2} w_i = 1, \qquad w_i \ge 0 .$$
(59)

Jako rozwiązanie preferowane przyjęto punkt zbioru kompromisów najbliższy punktowi idealnemu. Jego współrzędne wyznaczono jako minimum funkcji F_3 , odpowiednio dla płaszczyzny południowo-wschodniej i południowej:

$$F_{3} = \left(F_{1} + 1\right)^{2} + \left(F_{2} - \frac{0,19604}{0,71390}\right)^{2}$$
(60)

$$F_{3} = \left(F_{1} + 1\right)^{2} + \left(F_{2} - \frac{0,13561}{0,51715}\right)^{2}$$

$$(61)$$

Rys. 18. Zbiór kompromisów, punkt idealny PI i rozwiązanie preferowane RP dla płaszczyzny południowej.

Fig. 18. The class of compromises, ideal point PI and the preferred solution RP for the south plane.

Parametry optymalne warstwy powierzchniowej stanowią wartości zmiennych decyzyjnych odpowiadające rozwiązaniu preferowanemu:

- dla płaszczyzny południowo-wschodniej i południowo-zachodniej:
 - granulacja kulek szklanych $g = 0,630 \div 0,800$ mm,
 - grubość warstwy zewnętrznej l_z = 2,8 mm,
 - średnica komórek płyty transparentnej w = 9,9 mm,
 - grubość płyty transparentnej $l_w = 60,9$ mm,
- dla płaszczyzny południowej:
 - granulacja kulek szklanych $g = 0,630 \div 0,800$ mm,
 - grubość warstwy zewnętrznej l_z = 2,6 mm,
 - średnica komórek płyty transparentnej w = 9,9 mm,
 - grubość płyty transparentnej l_w = 109,5 mm.

9. Wnioski

Założone przed podjęciem pracy cele zostały osiągnięte. Przedstawiono wyniki badań doświadczalnych transmisyjności promieniowania optycznego przez komponenty warstwy powierzchniowej oraz określono transmisyjność całego układu w oparciu o własny model obliczeniowy. Powiązano transmisyjność warstwy z natężeniem padającego promieniowania słonecznego na płaszczyznę pionową w wybranym dniu letnim i zimowym, określając zyski promieniowania dla różnych wariantów badanej warstwy. Następnie dokonano wyboru rozwiązania optymalnego, jako kryteria przyjmując możliwość zapewnienia maksymalnych zysków promieniowania zimą i minimalnych latem.

Praca jest częścią szerszych badań "przegrody inteligentnej" prowadzonych na Politechnice Łódzkiej. Prezentowane analizy nie wyczerpują tematu wymiany ciepła i prognozowania efektywności energetycznej przegród kolektorowo-akumulacyjnych z izolacją transparentną, lecz pozwalają na sformułowanie poniższych wniosków końcowych:

- Na transmisyjność warstwy powierzchniowej wpływają parametry jej komponentów – grubość i średnica kulek zewnętrznej warstwy ochronnej oraz grubość i szerokość komórek izolacji płytowej, a także długość fali i kąt padania promieniowania z zakresu największego natężenia promieniowania optycznego emitowanego przez Słońce.
- 2. Model matematyczny transmisji promieniowania powinien uwzględniać:
 - transmisję przez warstwę zewnętrzną w postaci promieniowania kierunkowego i rozproszonego,
 - transmisję przez komórkową płytę transparentną w postaci promieniowania rozproszonego wprzód i wstecz,
 - odbicie promieniowania rozproszonego wstecz od spodniej powierzchni warstwy zewnętrznej.
- 3. Na wzrost transmisyjności warstwy powierzchniowej wpływa:
 - zwiększenie średnicy kulek szklanych oraz zmniejszenie grubości warstwy zewnętrznej,
 - zwiększenie szerokości komórek oraz zmniejszenie grubości transparentnej płyty komórkowej,
 - zmniejszenie kąta padania promieniowania.
- 4. Oceniając znaczenie wpływu analizowanych czynników na transmisyjność całej warstwy można je uszeregować następująco:

- kąt padania promieniowania współczynnik korelacji: 0,832,
- grubość zewnętrznej warstwy ochronnej współczynnik korelacji: 0,393,
- średnica kulek szklanych współczynnik korelacji: 0,131,
- szerokość komórek płyty komórkowej współczynnik korelacji: 0,099,
- grubość płyty komórkowej współczynnik korelacji: 0,041.
- 5. Dążenie do zapewnienia maksymalnych zysków promieniowania zimą i minimalnych latem są zadaniami przeciwstawnymi. Zalecane parametry warstwy skierowanej na południe, południowy wschód i południowy zachód są następujące:
 - dla płaszczyzny południowo-wschodniej i południowo-zachodniej:
 - granulacja kulek szklanych: 0,630 ÷ 0,800 mm,
 - grubość warstwy zewnętrznej: 2,8 mm,
 - szerokość komórek płyty transparentnej: 9,9 mm,
 - grubość płyty transparentnej: 60,9 mm,
 - dla płaszczyzny południowej:
 - granulacja kulek szklanych: 0,630 ÷ 0,800 mm,
 - grubość warstwy zewnętrznej: 2,6 mm,
 - szerokość komórek płyty transparentnej: 9,9 mm,
 - grubość płyty transparentnej: 109,5 mm.
- 6. Lokalizacja warstwy powierzchniowej na elewacji południowej jest bardziej korzystna niż na elewacjach skierowanych na południowy wschód i południowy zachód, ze względu na proporcje zysków promieniowania latem i zimą.

Literatura

- [1] Braun P.O., Goetzberger A., Schmid J., Stahl W., *Transparent insulation of building facades steps from research to commercial applications*, Solar Energy, vol. 49, 1992, s. 413.
- [2] Beckmann P., Spizzichino A., *The scattering of electromagnetic waves from rough surfaces*, Artech House Inc., 1987.
- [3] Burek S.A.M., Norton B., Probert S.D., *Transmission and forward scattering of insolation through plastic (transparent and semi-transparent) materials*, Solar Energy, vol. 42, 1989, s. 457.
- [4] Dalenbäck J.O., *Solar energy in building renovation*, Energy and Buildings vol. 24, 1996, s. 39.
- [5] Gawin D., Romanowska A., Klemm P., Wpływ MFZ na pole temperatury w przegrodzie poddanej działaniu promieniowania słonecznego, V Konferencja Naukowo – Techniczna "Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce", Łódź 1995, s. 96.
- [6] Hollands K.G.T., Iynkaran K., Ford C., Platzer W.J., *Manufacture, solar transmission, and heat transfer characteristics of large-celled honeycomb transparent insulation*, Solar Energy, vol. 49, 1992, s. 381.
- [7] Hollands K.G.T., Marshall K.N., Wedel R.K., *An approximate equation for predicting the solar transmittance of transparent honeycombs*, Solar Energy, vol. 21, 1978, s. 231.
- [8] Hollands K.G.T., Raithby G.D., Russell F.B., Wilkinson R.G., *Coupled radiative and conductive heat transfer across honeycomb panels and through single cells*, International Journal of Heat and Mass Transfer, vol. 27, 1984, s. 2119.
- [9] Kośny J., *Teoretyczna i doświadczalna analiza efektywności przegród kolektorowo-akumulacyjnych*, praca doktorska, IPPT PAN, Warszawa 1990.
- [10] Laskowski L., Systemy biernego ogrzewania słonecznego. Zagadnienia funkcjonowania i efektywności energetycznej, IPPT PAN, Warszawa 1993.
- [11] Lichołai L., Analiza funkcjonowania pasywnych systemów ogrzewania słonecznego i prognozowanie ich efektywności energetycznej, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000.

44	Magdalena Grudzińska
[12]	Owczarek S., Identyfikacja modelu promieniowania słonecznego dla 10-ciu stacji aktyno- metrycznych na terenie Polski. Wyniki obliczeń wartości godzinowych i dziennych promie- niowania na wybrane płaszczyzny, Prace IPPT PAN, Warszawa 2002.
[13]	Owczarek S., Wieloparametrowy model wektorowy gęstości strumienia słonecznego promieniowania na dowolną płaszczyznę, V Konferencja Naukowo – Techniczna "Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce", Łódź 1995, s. 277.
[14]	Platzer W.J., Directional-hemispherical solar transmittance data for plastic honeycomb- type structures, Solar Energy, vol. 49, 1992, s. 359.
[15]	Platzer W.J., <i>Solar transmission of transparent insulation materials</i> , Solar Energy Materials, vol. 16, 1987, s. 275.
[16]	Sala A., <i>Radiacyjna wymiana ciepła</i> , Wydawnictwa Naukowo – Techniczne, Warszawa 1982.
[17]	Stahl W., Voss K., Goetzberger A., <i>The self-sufficient solar house in Freiburg</i> , Solar Energy, vol. 52, 1994, s. 111.
[18]	Starakiewicz A., <i>Funkcjonowanie przegród kolektorowo-akumulacyjnych w polskich warunkach klimatycznych</i> , praca doktorska, IPPT PAN, Warszawa 1992.
[19]	Symons J.G., <i>Calculation of the transmittance-absorptance product for flat-plate collectors with convection suppression devices</i> , Solar Energy, vol. 33, 1984, s. 637.
[20]	Torrance K.E., Sparrow E.M., <i>Biangular reflectance of an electric nonconductor as a function of wavelength and surface roughness</i> , Journal of Heat Transfer, vol. 87, 1965, s.283.
[21]	Twidell J.W., Johnstone C.M., Zuhdy B., Scott A., <i>Strathclyde University's passive solar, low-energy, residences with transparent insulation</i> , Solar Energy, vol. 52, 1994, s. 85.
[22]	Voss K., Solar energy in building renovation – results and experience of international demonstration buildings, Energy and Buildings, vol. 32, 2000, s. 291.

Building compartment surface layer with specific properties of radiation absorption and transmission

Magdalena Grudzińska

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Institute of Building, e-mail: m.grudzinska@pollub.pl

Abstract: The thesis deals with building compartment surface layer, consisting of two components: honeycomb transparent insulation and transparent plaster made of glass beads. The layer enables passive solar gains in a building. The aim of the thesis is as follows: (1) Preparation of mathematical model of solar transmission through the surface layer; (2) Setting of basic optical properties of the layer components, necessary for calculating solar gains at the absorber; (3) Choice of optimal properties of the surface components, allowing maximum solar gains in winter and protecting from overheating in summer. The thesis comprises of: introduction, basic equations and definitions necessary in the work, mathematical model of solar transmission through the surface layer, experimental research on basic optical properties of the layer components, choice of optimal properties of the surface components and conclusions.

Key words: building physics, ecological buildings, passive solar systems, transparent insulation.

Trwałość podbudów z mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych (MMCE)

Jerzy Kukiełka

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Budownictwa Drogowego, e-mail: jerzy.kukielak@pollub.pl

Streszczenie: Technologia recyklingu na zimno z zastosowaniem mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych polega na frezowaniu zniszczonych drogowych warstw asfaltowych i wymieszaniu uzyskanego rozdrobnionego materiału, zwanego destruktem, z kruszywem łamanym, cementem i emulsją asfaltową w urządzeniach stacjonarnych lub na wykonaniu wszystkich czynności technologicznych na miejscu z zastosowaniem np. recyklera. Celem pracy było ustalenie czynników mających wpływ na trwałość podbudów z MMCE, które osiągnięto poprzez realizację celów szczegółowych takich jak m.in.: opisanie struktury MMCE, ocenę wpływu temperatury na wytrzymałość i odkształcalność próbek z MMCE, ustalenie własności reologicznych przez określenie zespolonego modułu sztywności i kąta przesunięcia fazowego, ocenę trwałości zmęczeniowej próbek MMCE, ocenę odporności na pękanie niskotemperaturowe (TSRST) oraz analizę wyników badań terenowych (FWD, belka Benkelmana). Rezultatem pracy jest aplikacja wyników badań do wymiarowania konstrukcji nawierzchni o podbudowie z MMCE.

Słowa kluczowe: Mieszanka mineralno-cementowo-emulsyjna, recykling, podbudowa, trwałość.

1. Wprowadzenie

W niniejszej pracy sformułowano następujące tezy:

- doświadczenia praktyczne z wykonanych "in situ" podbudów MMCE w województwie lubelskim, podkarpackim i innych regionów Polski pozwalają stwierdzić, że dodatek kruszywa doziarniającego wynoszący często 50%, cementu 5% i emulsji asfaltowej 3% stosowany w celu uzyskania wymaganej stabilności, może być powodem relatywnie dużej początkowej sztywności podbudowy,
- ważnym czynnikiem wpływającym na trwałość podbudowy MMCE jest skład granulometryczny, zwłaszcza doziarniającego kruszywa łamanego, którego najgrubsze frakcje tylko częściowo związane są z matrycą asfaltowocementową. Do zwiększenia trwałości i jednorodności podbudów z MMCE uzasadnione jest doziarnienie destruktu kruszywem łamanym o uziarnieniu do 25 mm lub do 16 mm pod warunkiem zwiększenia dodatku cementu do 5% i ograniczenia dodatku emulsji asfaltowej do 3%, gdy zawartość starego asfaltu w destrukcie ≤8%,

• zwiększenie dodatku cementu do 5% ponad zalecane 4% (w celu uzyskania wymaganej stabilności) nie wpływa niekorzystnie na właściwości niskotemperaturowe mieszanki MMCE.

Cele szczegółowe pracy:

- wykonanie badań wstępnych próbek z mieszanek o krzywych uziarnienia przebiegających przy górnej i dolnej granicy dobrego uziarnienia w celu wybrania składu MMCE do dalszych szczegółowych badań, umożliwiających kompleksową ocenę ich trwałości,
- ocena struktury MMCE na podstawie wybranych badań,
- ocena wpływu temperatury na wytrzymałość i odkształcalność (w aparacie NAT) próbek z mieszanki MCE wybranej do badań szczegółowych,
- ocena zespolonego modułu sztywności i kąta przesunięcia fazowego oraz obliczenie rzeczywistej i urojonej składowej na podstawie uzyskanych wyników badań w prasie MTS,
- ocena odporności na pękanie niskotemperaturowe,
- ocena trwałości zmęczeniowej wybranych mieszanek MCE,
- wyznaczenie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie, stabilności Marshalla i innych cech fizyko-mechanicznych próbek wykonanych w laboratorium z mieszanki MCE pobranej z warstwy podbudowy,
- ocena cech fizyko-mechanicznych próbek (odwiertów) pobranych z warstw podbudowy z MMCE,
- analiza i interpretacja wyników badań ugięciomierzem FWD i belką Benkelmana nawierzchni o podbudowie z MMCE, wykonanych w różnych temperaturach,
- obliczenia trwałości podbudów proponowanych konstrukcji nawierzchni za pomocą mechanistycznych metod wymiarowania.

Zakres wstępnych badań laboratoryjnych obejmuje określenie podstawowych cech fizycznych i mechanicznych próbek z mieszanek MCE:

- gęstość właściwa (objętościowa),
- gęstość pozorna (strukturalna),
- wolna przestrzeń,
- nasiąkliwość,
- wodoodporność,
- mrozoodporność,
- wytrzymałość na rozciąganie pośrednie,
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu,
- stabilność i odkształcenie Marshalla,
- moduł sztywności pełzania.

Badania zasadnicze wykonane zostały na wybranych mieszankach ustalonych na podstawie analizy badań wstępnych. Program badań zasadniczych obejmował, wymienione wcześniej, zaawansowane badania funkcjonalne i nietypowe badania nowatorskie.

Badania terenowe przeprowadzone zostały przez autora oraz wyspecjalizowane jednostki badawcze, dysponujące zaawansowaną technologicznie aparaturą badawczą (FWD).

2. Zastosowane metody analizy i rezultaty pracy

Do analizy wyników badań laboratoryjnych i terenowych wykorzystano hipotezy statystyczne, krzywą wiodącą zespolonego modułu sztywności, metody "odwrotnych obliczeń" modułów sprężystości na podstawie pomiaru ugięć sprężystych płytą FWD z zastosowaniem programów SF-PL i ELMOD oraz mechanistyczne metody projektowania konstrukcji nawierzchni z zastosowaniem programu BISAR. Wyniki wybranych badań wytrzymałościowych [1,2,3] przedstawiono na rys 1 i 2.



- Rys. 1. Zależności 28 dniowej wytrzymałości próbek z MMCE o zawartości EmA 3%, CEM=5% i uziarnieniu 0/25 mm od temperatury badania (*R_s* osiowe ściskanie, *R_z* rozciąganie przy zginaniu, *R_r* rozciąganie pośrednie).
- Fig. 1. The relationship between $(R_s \text{ compressive}, R_z \text{ bending}, R_r \text{ indirect tensile})$ strengths of MCEM E/C=3/5 samples in granulation 0/16 mm and the temperature in tests.



- Rys. 2. Zależność 28 dniowej wytrzymałości próbek z MMCE 3/5 o zawartości EmA=3%, CEM=5% i uziarnieniu 0/16 mm od temperatury badania (R_s osiowe ściskanie, R_z rozciąganie przy zginaniu, R_r rozciąganie pośrednie).
- Fig. 2. The relationship between (R_s compressive, R_z bending, R_r indirect tensile) strengths of MCEM E/C=3/5 samples in granulation 0/16 mm and the temperature in tests.

Badanie wytrzymałości na rozciąganie termiczne przy ograniczonym skurczu przeprowadzono zgodnie z normą [4] (fot. 1), a uzyskane wyniki przedstawiono na rys. 3.



- Fot. 1. Próbka z mieszanki MCE o wymiarach 50x50x300 mm z zamocowanym czujnikiem pomiarowym analizatora EA 100 w komorze klimatyzacyjnej.
- Photo 1. Sample of MCEM 50x50x300 mm with piezoelectric transducer EA 100 in thermal chamber.



- Rys. 3. Wykres naprężeń w badaniu TSRST próbek MMCE E/C=3/5 o uziarnieniu 0/16 mm, 0/20 mm i 0/25 mm.
- Fig. 3. The stress curve obtained in TSRST of MCEM samples E/C=3/5 in gradation 0/16 mm, 0/20 mm and 0/25 mm.

Pomiar emisji akustycznej podczas badania wytrzymałości na rozciąganie termiczne przy ograniczonym skurczu przedstawiono w postaci zależności przyrostu wartości skutecznej sygnału (RMS) od temperatury (rysunek 4.).



Próbka nr 1 MMCE 0/16 • Próbka nr 2 MMCE 0/16 • Próbka nr 3 MMCE 0/16



Fig. 4. The Root Mean Square (RMS) curve of MCEM samples E/C=3/5 in granulation 0/16 mm obtained in acoustic measurement during the TSRST strength test.

Badanie zespolonego modułu sprężystości i kąta przesunięcia fazowego przeprowadzono zgodnie z normą [5] w prasie uniwersalnej MTS na próbkach walcowych ϕ 98,8×160 mm (Fot. 2), wyciętych z płyty 300×300×180 mm zagęszczonej metodą prasowania.

Na podstawie przeprowadzonych badań zespolonego modułu sztywności obliczono krzywą wiodącą według równania Medani, Huurmana [6, 7]:

$$\log\left(\Psi_{\min}\right) = \log\left(\Psi_{\min}\right) + \left[\log\left(\Psi_{\max}\right) - \log\left(\Psi_{\min}\right)\right] \cdot S \tag{1}$$

$$S = 1 - \exp\left[-\left(\frac{10 + \log x_{fict}}{\beta}\right)^{\gamma}\right]$$
(2)

w którym: $\Psi_{_{mix}}$ – modelowany moduł zespolony mieszanki MCE, MPa, $\Psi_{_{min}}$ – najmniejsza wartość modułu zespolonego MMCE, MPa, $\Psi_{_{max}}$ – największa wartość modułu zespolonego MMCE, MPa, $x_{_{fict}}$ – zredukowana częstotliwość ($f_{_{red}}$), Hz, β,γ – parametry kształtu krzywej.

Do wyznaczenia zredukowanej częstotliwości posłużono się równaniem:

$$x_{fict} = x \cdot a_T \tag{3}$$

gdzie: a_T – współczynnik przesunięcia temperaturowego, x – częstotliwość (f), Hz.

Współczynnik przesunięcia temperaturowego obliczono na podstawie równania Arrheniusa:

$$\log a_{T} = 0,4343 \cdot \frac{\delta H}{R} \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{o}}\right)$$

$$\tag{4}$$

w którym: δH – charakterystyczna energia aktywacji materiału (210 kJ/(mol·K)), *R* – uniwersalna stała gazowa (8,31 J/(mol·K)), *T* – temperatura, K, *T*₀ – temperatura odniesienia, K.



Fot. 2. Próbka walcowa MMCE przygotowana do badania zespolonego moduły sztywności w prasie MTS.

Photo 2. Cylindrical sample of MCEM prepared to complex stiffness modulus test in MTS press.



Rys. 5. Krzywe wiodące mieszanek MCE (EmA=3%, CEM=5%) o uziarnieniu 0/16 i 0/25 mm oraz betonu asfaltowego o uziarnieniu 0/16 mm z asfaltem 35/50.

Fig. 5. The master curves of complex stiffness modulus of MCEM (EmA=3%, CEM=5%) in granulation 0/16 mm and 0/25 mm compared with BM (bitumen 35/50, granulation 0/16 mm).

Badania odporności na zmęczeniowe przeprowadzono zgodnie z EN 12697-24 "Odporność na zmęczenie" natomiast wymagania określono na podstawie norm EN 13108-1:2003 "Beton asfaltowy" oraz EN 13108-4 HRA [8]. Wyniki badań zmęczeniowych próbek walcowych ϕ 98,8 mm MMCE (EmA=3%, CEM=5%) o uziarnieniu 0/25 mm poddanych cyklom obciążenia o częstotliwości 20 Hz w temperaturze 10°C przy kontrolowanym (zadanym) odkształceniu przedstawiono w postaci spadku zespolonego modułu sztywności, którego wartość po 1 mln obciążeń nie powinna być mniejsza od 50% wielkości początkowej.





Fig. 6. The relationship between the decrease of complex stiffness modulus of cylindrical samples of MCEM E/C=3/5 in granulation 0/25 mm and the amount of loading cycles with controlled strain in compression-tension test in MTS press ($\varepsilon - \mu$ strain).

Wyniki wybranych badań terenowych przedstawiono na rysunkach 7 i 9. Badania i analizy zasadnicze miały charakter ilościowy (13 pomiarów w 51 punktach daje razem 663 badań FWD).

Do obliczeń wartości modułów sprężystości wykorzystano programy ELMOD, MODDYN oraz autorski program opracowany przez S. Firleja (SF-PL). Przyjęto model dwuwarstwowej (E_1 – podłoże, E_2 – podbudowa, warstwy wiążąca i ścieralna) oraz trójwarstwowej półprzestrzeni sprężystej (E_1 – podłoże, E_2 – podbudowa, E_3 – połączone warstwy ścieralna i wiążąca).

Przyjęte wartości modułów sprężystości warstw ścieralnej i wiążącej, na podstawie interpolacji wartości zamieszczonych w Dz. U. 43/1999 zgodnie z poz.5.2. "założenia materiałowe", mają duży wpływ na uzyskiwane wartości modułu sprężystości podbudowy MMCE zwłaszcza w temperaturach pośrednich pomiędzy okresem jesień-zima i zima-wiosna (10°C do -2°C), wiosna-lato i lato-jesień (10°C do 23°) w przypadku 2-warstwowej półprzestrzeni sprężystej. Uzyskane wyniki pozwoliły na ustalenie liniowej korelacji pomiędzy modułem sprężystości (według modelu dwuwarstwowego) i temperaturą podbudowy z MMCE, którą przedstawiono na rysunku 8.



- Rys. 7. Zbiorcze wykresy ugięć w osi obciążenia płytą FWD na odcinku drogi nr 19 (Borki Kock 2001 r.) wykonanych przy różnych temperaturach badania.
- Fig. 7. The summary graphs of deflection in axis of burden the FWD plate on the section of road No. 19 (the Borki Kock 2001 year) executed in different temperatures.



- Rys. 8. Średnie moduły sprężystości (E₂) warstwy podbudowy z MMCE i warstw z betonu asfaltowego obliczone przyjmując model dwuwarstwowej półprzestrzeni sprężystej (wg programów ELMOD i SF-PL).
- Fig. 8. The average values of resilience modules (E_2) of the foundation made of MMCE and asphalt layers calculated presumed two elastic layer halfspace model (on the basis of the ELMOD and the SF-PL programmes).

W przypadku modelu 3-warstwowej półprzestrzeni sprężystej różnice obliczeń wg programu ELMOD i SF-PL są większe a zatem uzyskane wyniki przy takim założeniu nie są jednoznaczne.



Rys. 9. Ugięcia sprężyste pomierzone za pomocą belki Benkelmana w temperaturze badania 11°C. Fig. 9. Obtained elastic deflections in Benkelman's beams surveys in 11°C temperature.

Na rysunku 10 zestawiono wyniki badań modułu sprężystości w aparacie NAT [9]oraz wartości obliczone za pomocą programów odwrotnych obliczeń.



- Rys. 10. Zestawienie korelacji pomiędzy modułami sztywności sprężystej próbek MMCE (EmA=3%, CEM=5%) wyznaczonych w aparacie NAT oraz obliczonych na podstawie pomiarów FWD i temperaturą badania.
- Fig. 10. Comparison of correlation of stiffness modules of samples the MMCE (EmA = 3%, CEM = 5%) appointed in the NAT apparatus as well as calculated on the back calculation of the FWD measurement and temperature of investigation.

Różnice pomiędzy modułami sprężystości według NAT i FWD są spowodowane zmianami struktury podbudowy z MMCE w początkowym okresie eksploatacji jak wynika z badań zmęczeniowych.

Rezultatem pracy jest ustalenie parametrów materiałowych niezbędnych do projektowania konstrukcji nawierzchni oraz ich aplikacja do obliczeń konstrukcji nawierzchni z podbudową z MMCE metodami mechanistycznymi.

Do obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni przyjęto kryterium według Instytutu Asfaltowego USA zgodnie z katalogiem [11]:

$$N_{f}^{asf} = 18, 4 \cdot C \cdot \left(6,167 \cdot 10^{-5} \cdot \varepsilon_{r}^{-3,291} \cdot \left| E^{*} \right|^{-0,854} \right)$$
(5)

$$C = 10^{M} \tag{6}$$

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0,69\right)$$
(7)

w którym: N_f^{asf} – trwałość zmęczeniowa nawierzchni, E^* – moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej [MPa], ε_r – odkształcenia rozciągające w spodzie dolnej warstwy asfaltowej, V_b – zawartość objętościowa asfaltu [%], V_a – zawartość objętościowa wolnych przestrzeni [%].

W celu sprawdzenia odporności konstrukcji na deformacje strukturalne przyjęto kryterium według Instytutu Asfaltowego USA:

$$\varepsilon_c = k \cdot \left(\frac{1}{N_f^{gr}}\right)^m \tag{8}$$

w którym: ε_c – pionowe odkształcenie ściskające na poziomie podłoża gruntowego, N_f^{gr} – trwałość zmęczeniowa do wystąpienia krytycznej deformacji strukturalnej w konstrukcji nawierzchni, *k*, *m* – współczynniki materiałowe (w katalogu [39] przyjęto współczynniki Chevrona – k = 1,05·10⁻², m=0,223).

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz zaproponowano typowe konstrukcje nawierzchni o podbudowie z mieszanki MCE o składzie: 5% łącznej zawartości asfaltu, 5% cementu przy zawartości wolnych przestrzeni ≤16%.

- Tabela 1.Proponowane przez autora typowe konstrukcje nawierzchni podatnej o podbudowie
z MMCE (grubości warstw w cm).
- Table 1.Typical flexible pavement constructions with base made of MCEM (thickness of layers
in cm) proposed by the author.

Kategoria ruchu Liczba osi obliczeniowych 100 kN/pas/dobę									
KR1	KR1 KR2 KR3 KR4 KR5 KR6								
4 ÷ 12	13 ÷ 70	71 ÷ 335	336 ÷ 1000	$1001 \div 2000$	>2001				
10 15	5 6 2 6 13 71 6 12 12	5 10 13 20 29	5 12 18 18 22 22 35	5 11 23 23 23 23 23 23 23 23 23 23 23 24 10 18 41	5 8 12 18 41				

- Warstwa ścieralna z mieszanki mineralno-asfaltowej	- Warstwa podbudowy z betonu asfaltowego
 Warstwa wiążąca z betonu asfaltowego 	- Warstwa podbudowy z mieszanki MCE

3. Wnioski końcowe

1. Wyniki badań modułu zespolonego pozwalają stwierdzić, że badana MMCE 3/5 (3% EmA i 5% CEM) posiada cechy lepkosprężyste o przewadze części rzeczywistej nad urojoną. Ponad 3-krotnie większa wartość modułu zespolonego w temperaturze 40°C mieszanki MCE w stosunku od BA powoduje, że podbudowy z MMCE są najbardziej narażone na przeciążenie w okresie lata.

2. Analiza krzywej wiodącej, opracowanej w oparciu o wyniki badań modułu zespolonego w prasie MTS pozwala wnioskować, że zespolony moduł sztywności mieszaki MCE jest zbliżony do betonu asfaltowego w temperaturze 20°C przy częstotliwości obciążenia 1Hz, natomiast w niskich temperaturach (<0°C) posiada korzystniejsze cechy od betonu asfaltowego (mniejszy zespolony moduł sztywności). Wniosek ten potwierdzają także inne wyniki badań laboratoryjnych.

3. Trwałość zmęczeniowa próbek z mieszanek MCE 3/5 gwałtownie spada w początkowym okresie obciążania, przy zadanym stałym odkształceniu $\varepsilon_{r} \ge 100 \cdot 10^{-6}$, poniżej dopuszczalnej wartości 50% pierwotnego modułu sztywności po przekroczeniu, której nie następuje jednak zniszczenie próbki. Przy odkształceniach poniżej $\varepsilon_{r} < 100 \cdot 10^{-6}$ próbki MMCE spełniają kryterium spadku modułu sztywności tj. nie więcej jak 50% po 1 mln cykli obciążenia.

4. Wcześniejsze wnioski (nr 1÷3) są wystarczające, aby przyjąć kryterium Instytutu Asfaltowego USA wymiarowania konstrukcji nawierzchni o podbudowach z MMCE. Wyniki badań zmęczeniowych oraz wyznaczone miarodajne moduły sztywności sprężystej dla temperatury 23°C na podstawie badań FWD potwierdzają gwałtowny spadek modułu sztywności próbek i podbudowy z MMCE w wyniku cykli obciążeniowych w temperaturze $\geq 23^{\circ}$ C.

5. Podbudowy z MMCE o uziarnieniu 0/31,5 mm są bardzo niejednorodne, jak wynika z analizy badań FWD, ugięć sprężystych belką Benkelmana i promieni krzywizny, wykonanych w różnych temperaturach na odcinku długości 5 km po rocznej eksploatacji. Trwałość nawierzchni obliczona metodą Instytutu Asfaltowego USA oraz metodą ugięć sprężystych za pomocą belki Benkelmana odpowiada przyjętej w projekcie kategorii ruchu KR4.

6. Ograniczenie odkształcenia rozciągającego w spodzie warstwy podbudów z MMCE w konstrukcji nawierzchni dróg o natężeniu ruchu KR3÷KR6 do poziomu $\varepsilon_r^{dop} = 80.10^{-6}$ powinno zapewnić spełnienie kryteriów trwałości zmęczeniowej.

7. Z badania odporności na obniżanie temperatury przy powstrzymywanym skurczu z jednoczesnym pomiarem emisji akustycznej można wnioskować, że próbki z mieszanki MCE 3/5 o uziarnieniu 0/16 mm nie ulegają zniszczeniu i charakteryzują się stałym przyrostem naprężeń do σ = 1,2 MPa w temperaturze -25°C.

8. Dobrą jednorodność i trwałość, jak można wnioskować z analizy wykonanych badań laboratoryjnych, można uzyskać w przypadku mieszanek MCE o uziarnieniu 0/16 mm i 0/20 mm.

9. Wskaźnik wodoodporności i mrozoodporności WR>0,7 może służyć jako kryterium do oceny odporności mieszanek MCE na warunki klimatyczne. W badaniach autora stwierdzono, że wodo- i mrozoodporność mieszanek MCE według metody AASHTO T283 jest korzystniejsza od wyników uzyskiwanych w metodzie jak dla betonów cementowych.

10.Ocena stabilności MMCE według konwencjonalnej metody Marshalla nie powinna być stosowana do badania mieszanek gruboziarnistych (0/31,5 mm). Z praktycznych doświadczeń wykonania podbudów z MMCE, próby koleinowania w aparacie Coopera oraz badań modułu sztywności sposobem pełzania w temperaturze 40°C można wnioskować, że mieszanki te są odporne na koleinowanie.

Literatura

- [1] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [2] PN-EN 12390-5:2001 Badania betonu. Wytrzymałość na zginanie.
- [3] PN-EN 12390-6:2001 Badania betonu. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
- [4] AASHTO Provisional Standard TP10 93: Standard Test Method for Thermal Stress Restrained Specimen Tensile. Test Strength.
- [5] ASTM D 3497 97 (Reproved 1995) Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures.
- [6] Sybilski D., Ocena właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych i mieszanek mineralno-asfaltowych, Drogi i Mosty IBDiM, Warszawa 2/2004.
- [7] Sybilski D., *Wyznaczenie krzywej wiodącej mieszanki mineralno-asfaltowej*, IV Międzynarodowa Konferencja *Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe* Kielce, maj 1998 r.
- [8] AASHTO Provisional Standard: Standard Test Method for Determining the Fatigue Life of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexual Bending TP8-94.
- [9] BSI DD 231:1993 Method for Determination of the Indirect Tensile Stiffness Modulus of Bituminous Mixtures.
- [10] Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych, IBDiM, W-wa 2001 r.

Durability of mineral-cement-emulsion mixtures bases (MCEM)

Jerzy Kukiełka

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Chair of Road Engineering, e-mail: jerzy.kukielak@pollub.pl

Abstract: Cold recycling technology with mineral-cement-emulsion mixtures (MCEM) consists of the milling of worn road asphalt layers and shuffle got crumbled material, called the RAP, with new broken aggregate, cement and asphalt emulsion in stationary devices or by realization of all technological actions on the spot ("in situ") using the recycler. The aim of the work was the settlement of factors having the influence on durability of bases made of MCEM which were realized by detailed aims such as: the description of structure of MCEM, the assessment of influence of temperature on strength and deformability of samples made of MCEM, the settlement of rheological properties by combined stiffness modulus and loss angle, the assessment of fatigue durability the of samples of the MMCE, the assessment of resistance for low temperature cracking (the TSRST), the analysis and interpretation of surveys in fieldworks (the FWD, the Benkelman's beam). The main issue of investigations is the application to the dimensioning of pavement construction with base made of MCEM.

Key words: Mineral-Cement-Emulsion Mixture, recycling, base, durability.

Właściwości mechaniczne podbudów z betonów asfaltowo-cementowych (BAC)

Marzena Bajak

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Budownictwa Drogowego. e-mail: m.bajak@pollub.pl

Streszczenie: Beton asfaltowo-cementowy jest nowym materiałem. Na zasadzie paradygmatu Kuhna badano go metodami konwencjonalnymi, właściwymi podobnym materiałom nawierzchni drogowych. Powstaje on z wymieszania na zimno zaprawy cementowo-piaskowej, badź cementowo-kruszywowej lub też cementowo-piaskowo-kruszywowej z "destruktem" powstałym z frezowania warstw betonu asfaltowego lub asfaltu lanego. Do zaprawy stosowany jest cement szybkowiażacy wysokiej marki CEM I 52,5 NA. Innowacyjność tego materiału wynika z faktu występowania w nim dwóch rodzajów wiązań - podatnych i sztywnych. Sztywność, odkształcalność i wytrzymałość betonu asfaltowo-cementowego zależa od rodzaju i cech zaprawy cementowej otaczającej destrukt i wypełniającej wolne przestrzenie w mieszance. Stabilność warstwy z BAC w warunkach stałych i wolnozmiennych obciążeń można prognozować za pomocą wyznaczenia parametrów modeli lepkospreżystych poprzez zwiazki konstytutywne, w tym modelu Burgersa, wyrażone relacjami różniczkowymi. Praca ma charakter badawczy. Badania laboratoryjne i ich analiza są jej częścią podstawowa. Ponadto zaprojektowano warstwy konstrukcyjne nawierzchni drogowych z podbudową z betonu asfaltowo-cementowego o wyraźnie korzystniejszych parametrach użytkowych od stosowanych.

Słowa kluczowe: beton asfaltowo-cementowy, sztywność, stabilność, odkształcalność, nawierzchnia, podbudowa.

1. Wprowadzenie

Przyczyny złego stanu nawierzchni sieci dróg w Polsce są od wielu lat takie same. Być może ich wzajemne zależności nieznacznie się zmieniają, niemniej jednak wśród nich największy wpływ na obecny stan dróg mają następujące czynniki [7]:

- 1. Coroczne niedoinwestowanie [20, 21].
- 2. Wzrost obciążenia ruchem samochodowym, zwłaszcza przez pojazdy ciężkie (o ok. 44% od 1995 r. do 2000 r.) [2, 4].
- 3. Zwiększające się przewozy towarowe w transporcie samochodowym, przy równoległym zaniku transportu kolejowego.
- 4. Brak skutecznego systemu eliminacji z ruchu pojazdów przeciążonych, które mają najbardziej destrukcyjny wpływ na nawierzchnię [15].
- 5. Nieprzystosowanie do zwiększonych obciążeń konstrukcji nawierzchni dróg, które charakteryzują się nadmierną ilością i złą jakością asfaltu i często małym udziałem frakcji kruszywa łamanego (poniżej 50%) w warstwach asfaltowych [12, 23, 24].

6. Warunki klimatyczne (rejestruje się jedne z najniższych w Europie temperatur zimą i najwyższych latem, co powoduje konieczność uzyskania odporności na spękania w niskiej temperaturze zimą i odporności na deformacje w wysokiej temperaturze latem) [1, 6, 16].

Wyżej wymienione czynniki powodują przyspieszony proces degradacji nawierzchni drogowych. Poznanie przyczyn i rodzaju zniszczenia nawierzchni ma istotne znaczenie dla wyboru odpowiednich materiałów i technologii naprawczych.

Naprzeciw temu problemowi wychodzi coraz bardziej powszechna technologia recyklingu głębokiego na zimno. Umożliwia ona przebudowę całej konstrukcji nawierzchni oraz przyczynia się do utylizacji materiału odpadowego, powstającego w procesie frezowania (zrywania), szczególnie niestabilnych warstw asfaltowych, zawierających duże ilości lepiszcza. Technika ta jest tańsza i szybsza w porównaniu z tradycyjnymi metodami remontowymi [17]. Recykling na zimno *in situ*, w odróżnieniu od konwencjonalnych metod remontu drogi, nie wymaga wywozu destruktu asfaltowego na składowisko (a zatem regulowania opłat z tym związanych), czy też przewozu materiału ciężkim transportem samochodowym. W przeciwieństwie do innych metod, np. metody recyklingu na gorąco [26], przez zastosowanie metody na zimno unika się emisji do atmosfery szkodliwych gazów.

Recykling na zimno dotyczy sfrezowania (zerwania) materiału z uszkodzonej, wyeksploatowanej nawierzchni drogowej, jego rozdrobnienia i poddania procesowi mieszania w określonych proporcjach ze spoiwem (cementem), lepiszczem (np. emulsją czy asfaltem spienionym) lub z nowym kruszywem doziarniającym (albo ich kombinacji) [19]. W przypadku użycia wyłącznie spoiwa cementowego powstaje materiał nazywany betonem asfaltowo-cementowym – w skrócie oznaczonym – BAC.

2. Tezy, cel i nowe elementy badawcze

2.1. Podstawowe tezy i cele pracy

Beton asfaltowo-cementowy jest nowym materiałem. Na zasadzie paradygmatu Kuhna badano go wstępnie metodami konwencjonalnymi, właściwymi podobnym materiałom nawierzchni drogowych, takich, jak: beton asfaltowy, chudy beton oraz mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjne (MMCE). W wyniku wielu wykonanych prac, m.in. w ramach programu SHRP, stwierdzono, że na zachowanie się wyżej wymienionych tradycyjnych materiałów w warstwie konstrukcyjnej nawierzchni mają wpływ następujące cechy:

- moduł sztywności (zależny od temperatury i czasu obciążenia),
- odporność na odkształcenia trwałe,
- trwałość zmęczeniowa,
- wodo i mrozoodporność,
- odporność na spękania w niskich temperaturach.

Po wykonaniu wstępnych badań BAC można było sformułować następujące tezy, znajdujące potwierdzenie w treści pracy:

 Sztywność warstw zależy od zastępczej sztywności płytowej – sześcianu zastępczej grubości, modułu sztywności (sprężystości warstwy) i współczynnika Poissona. Względnie mała zawartość wolnych przestrzeni w BAC, np. w porównaniu z MMCE oraz duża zawartość asfaltu sprawiają, że wymiarowanie konstrukcji nawierzchni metodą Instytutu Asfaltowego USA jest powodem uzyskiwania wyników zbyt optymistycznych w odniesieniu do trwałości warstwy. Wymiarowanie z zastosowaniem metod, jak dla mieszanek związanych cementem uzasadnione jest zwłaszcza obecnie, tj. w początkowym okresie wdrożeń BAC.

metrów modelu Burgersa, sprężystymi
$$\frac{1}{E_1}$$
, $\frac{1}{E_{31}}$ i lepkimi $\frac{1}{\eta_2}$, $\frac{t_1}{\eta_2}$, $\frac{t_1}{\eta_2}$, $\frac{t_1}{\eta_2}$, $\frac{t_1}{\eta_2}$, $\frac{t_1}{\eta_2}$, $\frac{t_2}{\eta_{32}}$, a także wartościami funkcji $1 - e^{\frac{E_{31}}{\eta_{32}}t_1}$.

3. Sztywność, odkształcalność i wytrzymałość BAC zależą od rodzaju i cech zaprawy cementowej otaczającej destrukt i wypełniającej (nie całkowicie) wolne przestrzenie w mieszance. Zastosowanie zaprawy z użyciem drobnoziarnistego kruszywa łamanego lub kruszywa łamanego z dodatkiem piasku do wykonania zaprawy cementowej umożliwia uzyskiwanie korzystniejszych cech BAC niż w przypadku wcześniej używanej zaprawy cementowopiaskowej.

Celem pracy jest wykazanie poprawności postawionych tez poprzez:

- 1. Wyznaczenie wpływu różnych czynników, zwłaszcza temperatury (*T*), na moduły sprężystości (*E*) próbek z BAC w warunkach obciążeń dynamicznych (powtarzalnych) w aparacie NAT.
- Wyznaczenie cech lepkosprężystych BAC sposobem pełzania w temperaturze 20°C, 40°C i 60°C w warunkach zwiększonych obciążeń (0,35 MPa i 0,6 MPa) w porównaniu z obecnie zalecanymi w instrukcji (0,1 MPa).
- 3. Ustalenie wpływu temperatury (*T*) i innych czynników na wytrzymałość (*R*) BAC.
- 4. Wymiarowanie konstrukcji nawierzchni o podbudowach z BAC z uwzględnieniem różnych kategorii ruchu (obciążenia drogi).

2.2. Nowe elementy badawcze

Wcześniej wykonywane w Polsce nawierzchnie asfaltowe charakteryzowały się bardzo dużą zawartością asfaltu (D70 i D100) i często mniejszym niż 50% udziałem frakcji grysowych. Autorka pragnie wykazać, że destrukt o dużej zawartości asfaltu nadaje się do wykonywania podbudów z betonu asfaltowo-cementowego, gdy zastosuje się do zaprawy cement *CEM I 52,5 NA*, piasek oraz grys 2/4 mm. Wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek mogą być korzystniejsze z grysem 2/4 mm niż w przypadku zaprawy cementowo-piaskowej. Wynika to z faktu, że ziarna kruszywa przebijają w czasie zagęszczania BAC otoczkę zaprawy asfaltowej na ziarnach destruktu [14], przyczyniając się m.in. do wzrostu stabilności i wytrzymałości próbek. Oczywiste jest również, że cechy zaprawy asfaltowej w destrukcie, otaczającej ziarna kruszywa zależą od temperatury. Dlatego przygotowanie i dojrzewanie próbek w możliwie wysokich temperaturach (25°C, 30°C) ma wpływ na uzyskiwane wyniki i może stanowić podstawę np. do wnioskowania, aby warstwy z BAC były wykonywane przy wysokich temperaturach otoczenia.

Dotychczasowe badania i analizy nie uwzględniały stosowania BAC jako podbudów pod nawierzchniami betonowymi. Wpływ dynamicznych obciążeń jest bardzo szkodliwy, gdy podbudowy z chudego betonu nasączone są wodą. Wynika stąd tendencja do zwiększania wytrzymałości wymienionych podbudów [25]. Względnie mała nasiąkliwość BAC jest w tym przypadku ważną zaletą, której dodatkowym aspektem jest wykorzystanie destruktu z warstw asfaltowych. Użycie BAC pod nawierzchniami betonowymi nie wymaga ponadto stosowania szczelin pozornych w podbudowach.

3. Zakres i program badań laboratoryjnych

Podstawowy zakres badań dotyczył mieszanek z użyciem zaprawy cementowo-piaskowo-kruszywowej z dodatkiem cementu wysokiej marki oraz "destruktu", powstałego z frezowania na zimno warstw betonu asfaltowego lub asfaltu lanego. Wstępne wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek z dodatkiem grysu 2/4 mm charakteryzowały się korzystniejszymi wartościami, niż w przypadku użycia tylko zaprawy cementowo-piaskowej.

Charakterystyka materiałów obejmowała badania dotyczące cech destruktu, w tym składu ziarnowego, zawartości asfaltu oraz cech materiałów wchodzących w skład mieszanki, czyli cementu, piasku i kruszywa (grysu 2/4 mm). Następnie zakres badań obejmował ocenę właściwości mieszanek asfaltowo-cementowych oraz cechy mechaniczne i fizyczne próbek z betonu asfaltowo-cementowego. Szczegółowy zakres badań był następujący:

- analiza sitowa składników użytych w mieszance,
- zagęszczalność mieszanki,
- gęstość właściwa szkieletu mineralnego mieszanki,
- gęstość strukturalna (pozorna),
- zawartość wolnych przestrzeni,
- nasiąkliwość,
- mrozoodporność,
- wytrzymałość na ściskanie R_s,
- wytrzymałość na rozciąganie pośrednie R_r,
- stabilność wg Marshalla S,
- moduł sztywności pełzania M_s,
- moduł sztywności sprężystej pod obciążeniem dynamicznym E,
- moduł sztywności sprężystej podczas pośredniego rozciągania przy rozłupywaniu – E_r,
- moduł sztywności sprężystej podczas pośredniego rozciągania przy zginaniu E_z .

Badania cech mechanicznych przeprowadzono w zakresie różnych temperatur, bowiem z wcześniejszych prób, jakie zostały wykonane na tym materiale wynika, że cechy zaprawy otaczającej ziarna kruszywa zależą w sposób istotny od temperatury. Tak więc przygotowywanie i dojrzewanie próbek w odpowiednich temperaturach miało istotne znaczenie. Przeprowadzone badania w warunkach obciążeń dynamicznych w aparacie NAT umożliwiły wyznaczenie modułu sztywności sprężystej (E – /*ITSM*/) i analizę stanu naprężeń w proponowanych przez autorkę rozwiązaniach konstrukcyjnych nawierzchni drogowych, z zastosowaniem warstw z betonu asfaltowo-cementowego, warstw o różnej grubości, zmiennych modułach sztywności sprężystej oraz współczynnikach Poissona.

3.1. Analiza wyników badań laboratoryjnych

Beton asfaltowo-cementowy wytwarzany jest na bazie cementów szybkowiążących wysokich marek, dlatego notuje się duży przyrost wytrzymałości w początkowym okresie twardnienia. Z badań wynika, że wytrzymałość 7 dniowa jest bliska wytrzymałości 28 dniowej, a jej wartość na *ściskanie osiowe* waha się w granicach $4,37 \div 7,27$ MPa (Rys. 1), przy czym już po pierwszym dniu notuje się wytrzymałości w granicach $2,5 \div 3$ MPa.



- Rys. 1. Zależność wytrzymałości na ściskanie *R*_s [MPa] od rodzaju mieszanki i czasu dojrzewania w temperaturze 23^oC.
- Fig. 1. The dependence of compression strength R_s [MPa] from the mixture sorts and the ripening times in the temperature 23°C.

Dlatego też biorąc pod uwagę konieczność wstrzymania ruchu kołowego na czas krótkich przerw technologicznych, perspektywa zastosowania betonu asfaltowo-cementowego do podbudów nawierzchni wydaje się być obiecująca. Dynamikę przyrostu wytrzymałości BAC przedstawia Rys. 2.

Wyniki badań przedstawione na Rys. 3–5 w sposób jednoznaczny potwierdzają, że wraz ze spadkiem temperatury badania wzrasta wytrzymałość betonu asfaltowo-cementowego, niezależnie od rodzaju mieszanki.

Wytrzymałość na ściskanie badano co ~10°C w zakresie temperatur od -10°C do +23°C. Uzyskane wartości dla poszczególnych mieszanek wynosiły odpowiednio od 19,88 do 5,16 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-piaskową, od 23,77 do 7,31 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-kruszywową oraz od 22,71 do 7,86 MPa dla mieszanki z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową.



Rys. 2. Dynamika przyrostu wytrzymałości na ściskanie betonu asfaltowo-cementowego [9,10,11]. Fig. 2. The time dependence of compression strength increase of the Asphalt-Cement Concrete [9,10,11].



- Rys. 3. Zależność wytrzymałości na ściskanie R_s [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-piaskową po 28 dniach dojrzewania [3].
- Fig. 3. The dependence of compression strength R_s [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-sand mortar after 28 days of ripening [3].



- Rys. 4. Zależność wytrzymałości na ściskanie *R*_s [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-kruszywową po 28 dniach dojrzewania.
- Fig. 4. The dependence of compression strength R_s [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-mineral aggregate mortar after 28 days of ripening.



Rys. 5. Zależność wytrzymałości na ściskanie *R*_s [MPa] od temperatury badania próbek z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową po 28 dniach dojrzewania.

Fig. 5. The dependence of compression strength R_s [MPa] from investigation temperature of the samples with cement-sand-mineral aggregate mortar after 28 days of ripening.

Istotnym parametrem jest również wytrzymałość na rozciąganie pośrednie, która jest interesującą i często stosowaną metodą badania próbek z mieszanek mineralno-asfaltowych, w tym również BAC. Z teorii nawierzchni [18, 27] wynika, że spękania w warstwie jezdnej powstają wskutek przekroczenia dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie. Stąd wytrzymałość na rozciąganie pośrednie jest ważnym badaniem dla materiałów nawierzchniowych. W przypadku BAC po 7 dniach dojrzewania wynosi ona średnio 0,67 MPa, a po 28 dniach zawiera się pomiędzy 0,7 a 1,19 MPa.



- Rys. 6. Zależność wytrzymałości na rozciąganie pośrednie *R*_r [MPa] od temperatury badania próbek po 28 dniach dojrzewania (przy różnej prędkości przesuwu tłoka).
- Fig. 6. The dependence of indirect tensile strength R_r [MPa] from investigation temperature of the samples after 28 days of ripening (with different movement speed of the piston).

To, że uzyskiwane wyniki w przypadku wytrzymałość na rozciąganie pośrednie zależą od temperatury, potwierdza Rys. 7, na którym zestawiono uśrednione wielkości R_r [MPa] po 28 dniach dojrzewania próbek cementowo-piaskowych. Przez ostatnie 24 godziny próbki przechowywano w temperaturach od -10°C do +40°C. Osiągane wytrzymałości wynoszą odpowiednio od 1,53 do 0,37 MPa.



Rys. 7. Zależność wytrzymałości na rozciąganie pośrednie *R*_r [MPa] od temperatury badania próbek dojrzewających przez okres 28 dni [3].

Fig. 7. The dependence of indirect tensile strength R_r [MPa] from investigation temperature of the samples ripening during 28 days period [3].

Wykorzystując wyniki badań według metody brazylijskiej i ściskania można powiedzieć, że wytrzymałości rosną wraz z czasem dojrzewania próbek z betonu asfaltowo-cementowego. Proporcja wytrzymałości na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie zawiera się w przedziale od 0,07 - dla mieszanek, w których zastosowano zaprawę cementowo-piaskową do 0,14 w przypadku zaprawy z zastosowaniem drobnego kruszywa łamanego (Tab. 1).

Tabela 1. Wytrzymałości na rozciąganie pośrednie R_r [MPa] i ściskanie osiowe R_s [MPa] po 7 dniach i 28 dniach dojrzewania próbek z BAC oraz ich zależności.

Rodzai mieszanki	po 7 c	lniach	po 28 dniach		
	$\overline{R}_{_{r}}$	$\overline{R}_{\!\scriptscriptstyle s}$	\overline{R}_{r}	$\overline{R}_{\!\scriptscriptstyle s}$	
mieszanka cementowo-piaskowa (mieszanka B) – a	0,32	4,37	0,45	5,16	
mieszanka cementowo-kruszywowa (z kruszywem granitowym) – b	0,62	5,27	0,97	6,79	
mieszanka cementowo-kruszywowa (z kruszywem bazaltowym) – c	0,65	5,83	0,89	7,84	
mieszanka cementowo-piaskowo -grysowa – d	0,69	7,27	0,79	7,86	
R _r / R _s	a – 0,07		0,08		
	b – 0,12		0,14		
	c – 0,11		0,11		
	d – 0,09		0,10		

Table 1.Indirect tensile strength R_r [MPa] and compression strength R_s [MPa] after 7 days and 28 days of ripening samples of Asphalt-Cement Concrete and their mutual dependence.

Wyniki badań na rozciąganie pośrednie metodą brazylijską po 7 i 28 dniach dojrzewania w temperaturze 23°C są znacząco większe w przypadku zastosowania drobnego kruszywa łamanego zamiast piasku w mieszance z BAC (Tab. 2).

Korzystając z wyników badań według metody brazylijskiej i ściskania można również uzyskać ważne parametry betonu asfaltowo-cementowego, tj. kąt tarcia wewnętrznego (ρ), kohezję (C) i naprężenia ścinające (τ) Parametry te oblicza się z następujących zależności [13]:

$$\cos\rho = \frac{2 \times \sqrt{R_s + R_r}}{R_s + R_r} \tag{1}$$

$$C = \frac{1}{2} \times \sqrt{R_s \times R_r} \tag{2}$$

$$\tau = \frac{R_s \times R_r}{R_s + R_s} \tag{3}$$

Wyliczone wartości są zawarte w Tab. 2.

- Tabela. 2. Kąt tarcia wewnętrznego, kohezja (spójność) oraz naprężenia ścinające dla różnych mieszanek po 28 dniach dojrzewania próbek z BAC w temp. 23°C.
- Table 2.The angle of internal friction, the cohesion and shear stress for different mixtures after
28 days of ripening samples of Asphalt-Cement Concrete in temperature 23°C.

D 1 · · · 1·	Właściwości mieszanek				
Rodzaj mieszańki	$\cos ho \ (ho \ [deg])$	C [MPa]	τ [MPa]		
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowej – a	0,84 (32,86)	0,76	0,41		
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej (granit) – b	0,72 (43,95)	1,28	0,85		
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej (bazalt) – c	0,68 (47,16)	1,32	0,80		
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej – d	0,68 (47,16)	1,21	0,68		

Na podstawie wykresu strefowego wg Smitha [13] wynika, że punkty odpowiadające wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego dla prawie wszystkich mieszanek znajdują się w strefie mas odpowiednich (właściwych). Jedynie dla mieszanki cementowo-piaskowej punkt znalazł się na krzywej granicznej pomiędzy strefą A i B, czyli właściwą i niewłaściwą. Wiadomym jest, że każda mieszanka przeciwstawia się odkształceniu, wywołanemu przez obciążenie, w sposób dwojaki: przez wzajemne klinowanie się i tarcie poszczególnych jej ziaren oraz przez wytrzymałość lepiszcza asfaltowego. Oznacza to, że w przypadku tej mieszanki wystarczy zwiększyć kąt tarcia wewnętrznego poprzez dodatek kruszywa łamanego, jak to ma miejsce w przypadku pozostałych mieszanek.

Wartości wytrzymałości na zginanie 28-dniowych belek w temperaturze 23° C, w zależności od rodzaju mieszanki, zawierają się w przedziale 1,09 ÷ 1,44 MPa (Rys. 8), natomiast w zakresie temperatur -10°C do +40°C wynoszą odpowiednio 3,49 ÷0,74MPa (Rys. 9).



- Rys. 8. Wytrzymałość na zginanie belek R_z [MPa] w temp. 23°C, w zależności od rodzaju mieszanki [3].
- Fig. 8. The bending strength of beams R_z [MPa] in temperature 23°C, in dependence from the sorts mixture [3].



Rys. 9. Zależność wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek *R_z* [MPa] od temperatury badania próbek dojrzewających przez okres 28 dni [3].

Fig. 9. The dependence of the tensile strength in beam bending test R_z [MPa] from investigation temperature of the ripening samples during 28 days period [3].

Z porównania wykresów zależności wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek i metodą brazylijską, od temperatury dojrzewania próbek należy stwierdzić, że wartości proporcji R_z/R_r zawierają się w przedziale od 2,00 (temp. 40°C) do 2,28 (temp. -10°C). Podobnie iloraz wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek do wytrzymałości na ściskanie R_z/R_s wynosi odpowiednio 0,26 ÷ 0,18. Z tego powodu pęknięcia w warstwach z BAC będą, jak należy przypuszczać, rozwijać się znacznie wolniej niż np. w chudych betonach, w których R_z/R_s wynosi ~ 0,10, co prawdopodobnie może być wynikiem występowania w BAC zaprawy asfaltowej otaczającej ziarna destruktu.

W przypadkach badań wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie uzyskano wysokie współczynniki korelacji pomiędzy wytrzymałością a temperaturą. Korelacje te zawierają się w przedziale od 0,93 ÷ 0,98, co świadczy o bardzo dobrym związku pomiędzy nimi. Stwierdzona duża zależność cech BAC od temperatury wskazuje na zbieżność jego parametrów bardziej z betonem asfaltowym niż chudym betonem.

Stabilność wg Marshalla próbek z dodatkiem piasku i kruszywa, po 28 dniach dojrzewania, zawiera się w granicach 11,07 ÷ 13,47 kN, przy odkształceniu

wynoszącym odpowiednio 1,02 i 1,08 mm, które oznacza przemieszczenie odpowiadające maksymalnej wielkości S wg badania metodą Marshalla (Rys. 10). W przypadku próbek cementowo-piaskowych średnia wielkość stabilności wynosi 8,52 kN, a przemieszczenia 1,14 mm.



- Rys. 10. Stabilność S [kN] próbek wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej w temperaturach 20°C dojrzewających przez okres 28 dni w temp. 20°C i 30°C.
- Fig. 10. Stability S [kN] of the samples made of cement-sand-mineral aggregate mortar in temperatures 20°C ripening during 28 days in temperatures 20°C and 30°C.

Temperatura dojrzewania próbek ma istotny wpływa uzyskiwane wyniki stabilności. Potwierdza to poniższy Rys. 11, na którym zestawiono wielkości *S* [kN] w zależności od różniących się temperatur wykonania i dojrzewania próbek z BAC przez okres 28 dni.



- Rys. 11. Stabilność *S* [kN] próbek wykonanych i dojrzewających w różnych temperaturach przez okres 28 dni.
- Fig. 11. Stability *S* [kN] of the samples prepared and ripening in different temperatures during 28 days period.

Przygotowanie próbek w niskich temperaturach, a następnie dojrzewanie w wysokich nie powoduje spadku stabilności. Jednak pomimo tego, że próbki wykonamy w wysokich temperaturach, a dojrzewanie odbywać się będzie w niskich, nie gwarantuje to uzyskania odpowiedniej stabilności. Wskaźniki usztywnienia *FQ* w tym przypadku wynoszą:

- przy temp. wykonania 5° C / temp. dojrzewania 20° C FQ = 7,08,
- przy temp. wykonania 10° C / temp. dojrzewania 20° C FQ = 7,48,
- przy temp. wykonania 20° C / temp. dojrzewania 5° C FQ = 3,00,
- przy temp. wykonania 20°C / temp. dojrzewania 10°C FQ = 3,50.

Próbki wykonane w temperaturach 20°C i wyższych oraz dojrzewające w podobnych warunkach temperaturowych uzyskują wskaźnik usztywnienia średnio FQ = 11,26 [kN/mm].

Ważnym czynnikiem gwarantującym odpowiednią stabilność *S* jest także wielkość ziaren destruktu w mieszance o czym świadczą zestawione poniżej wielkości (Tab. 3). Badanie przeprowadzono na próbkach wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej po 7 dniach dojrzewania w temperaturze pomieszczenia laboratoryjnego.

Tabela. 3. Stabilności S [kN] próbek z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej po 7 dniach dojrzewania w temp. pomieszczenia laboratoryjnego.

Table 3.Stability S [kN] of the samples of cement-sand-mineral aggregate mortar after 7 days of
ripening in room temperature.

Stabilność S [kN] / Uziarnienie destruktu							
do 16 mm	do 20 mm	do 25 mm	do 31,5 mm	do 63 mm			
0,93 (0,30)*	4,99 (1,43)*	5,03 (0,56)*	10,42 (1,24)*	8,97 (1,95)*			

()* - osiadanie w mm

Wyniki w Tab. 3 jednoznacznie potwierdzają, że pozyskany destrukt z frezowania nadaje się w całości bez odsiewania do wykonywania warstw podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego. Większe ziarna wraz z dodawanym kruszywem łamanym tworzą bowiem stabilny szkielet tej warstwy.

Uzyskane wartości wskaźników usztywnienia dla temperatur dojrzewania 20°C i 30°C zawierają się w przedziale 6,76 ÷ 13,77 kN/mm. Natomiast w przypadku temperatur 5°C i 10°C wynoszą one odpowiednio 3 i 3,50 kN/mm. Wielkości te świadczą o tym, że beton asfaltowo-cementowy po korzystniejszych warunkach dojrzewania jest odporny na koleinowanie. Mogą w nim natomiast występować spękania zmęczeniowe z powodu przesztywnienia warstwy.

Proporcja stabilności wg Marshalla do wytrzymałości na ściskanie zmienia się w przedziale od ~1,40 w przypadku mieszanek, w których zaprawa występuje z dodatkiem kruszywa, do ~1,95 w przypadku, kiedy występuje w mieszance tylko zaprawa cementowo-piaskowa. Ponadto proporcja stabilności wg Marshalla do wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu belek wynosi średnio 6 [kN/MPa]. Najprawdopodobniej tak duża wartość wynika stąd, że badania Marshalla wykonywane są w temperaturze 60°C, w której ujawnia się wpływ asfaltu (najczęściej o dużej penetracji).

Badania BAC wykazały, że zawartość wolnych przestrzeni dla mieszanek, w których dodatkiem jest kruszywo, zawiera się w przedziale $12 \div 13,5\%$, zaś dla mieszanek z zaprawą cementowo-piaskową $12 \div 13\%$. Jeżeli weźmiemy pod uwagę wymagania, jak dla mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych w Polsce [28], w których mówi się o zawartości wolnych przestrzeni od $9 \div 16\%$, możemy stwierdzić, że mieszanki z BAC spełniają to kryterium.

Przy badaniu mrozoodporności BAC uzyskano minimalne ubytki masy, w granicach 0,23 ÷ 0,43%. Tak bardzo małe ubytki świadczą o odporności BAC na zamarzanie i odmarzanie oraz odpowiadają zaobserwowanemu po badaniu doskonałemu stanowi próbek, na których brak było jakichkolwiek ubytków i powierzchniowych zniszczeń.

Obok mrozoodporności badano także nasiąkliwość mieszanek asfaltowo-cementowych, która waha się w granicy $2 \div 4,5\%$ i jak się okazuje jest średnio $3 \div 4,5$ razy mniejsza, niż zawartość wolnych przestrzeni. Wynika to z faktu, że wolne przestrzenie w BAC są zamknięte występującymi w niej otoczkami starego lepiszcza.

3.1.1. Beton asfaltowo-cementowy jako materiał podbudowy nawierzchni asfaltowych

Beton asfaltowo-cementowy jest materiałem o cechach sprężystych i lepkich, a także plastycznych. Badanie modułu sztywności pełzania próbek wykonanych z betonu asfaltowo-cementowego obejmowało pomiar deformacji w dwóch zakresach (Rys. 12):

- 1. obciążenia siłą wywołującą ciśnienie w materiale o stałej wartości $\sigma_{_o} = const.$ w czasie jednej godziny; $t \in [t_0=0, t_1], t_1=1 godz.$ oraz
- 2. odciążenia $\sigma_o \left[H\left(t t_0\right) H\left(t t_1^+\right) \right]$ redukującego ciśnienie w materiale do wartości zerowej, w czasie $\left(t t_1\right) \leq \left(t t_2\right)$. Teoretycznie chwila końcowa czasu powinna zmierzać do nieskończoności $t_2 \rightarrow \infty$, jednak w warunkach prowadzonych doświadczeń przyjęto jako t_2 =0,5 godz.



Rys. 12. Krzywa pełzania wg modelu Burgersa; relacja *ɛ~t*.

Fig. 12. The creep curve according to Burgers's model; *E*~*t* relation.

Na rys. 12 wprowadzono następujące oznaczenia:

- $t_0 = 0^+$,
- ε₀ odkształcenie doraźne w chwili t₀, przy czym założono, że odkształcenie doraźne składa się z doraźnego trwałego ε_y i składnika sprężystego ε_e⁽⁰⁾:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_y + \varepsilon_e^{(0)} \tag{4}$$

dalej oznaczono:

• $\varepsilon_{e}(t) = \varepsilon_{e}[H(t - t_{0})] = \frac{t}{\eta_{2}}$ – liniowe w funkcji czasu odkształcenia sprężyste występujące w przedziale czasu $t \in [t_0, t_1)$,

• $\varepsilon_v \left[H \left(t - t_0 \right) \right]$ – odkształcenie lepkie. Odkształcenie sumaryczne w dowolnej chwili czasu $t \in [t_0, t_1)$ wyraża następująca suma:

$$\varepsilon \left[H \left(t - t_0 \right) \right] = \varepsilon_y + \varepsilon_e^{(0)} + \varepsilon_e \left(t \right) + \varepsilon_v \left(t \right)$$
⁽⁵⁾

W interwale $t \in [t_1, t_2)$ oznaczono:

- $\varepsilon_{1}^{(t_{1})}$ doraźne odkształcenie sprężyste w chwili t_{1} ,
- $\varepsilon_{v}\left[H\left(t-t_{0}\right)-H\left(t-t_{1}\right)\right]$ odkształcenie lepkie w procesie odciążenia, a odkształcenie sumaryczne w rozpatrywanym czasie ma postać:
- $\varepsilon \left[H\left(t-t_{0}\right) H\left(t-t_{1}\right) \right] = \varepsilon_{e}^{\left(t_{1}\right)} + \varepsilon_{v} \left[H\left(t-t_{0}\right) H\left(t-t_{1}\right) \right]$ (6)

Dodatkowo wprowadzono graniczną wartość odkształcenia $\varepsilon_{e}(t_{1}) = \frac{t_{1}}{n}$,

będącą wyrazem procesu dyssypacji energii, objętego czteroparametrowym modelem Burgersa (Rys. 12).

Istnieje zwyczaj obrazowania modelu za pomoca układów tłoków (ciało Newtona) i sprężyn (model Hooke'a). Rys. 13 przedstawia model Burgersa jako szeregowe połączenie modeli: Maxwella i Kelvina – Voigta, alternatywnie możemy to nazwać szeregowym ciągiem ciał: Hooke'a – E_1 , Newtona – η_2 i Kelvina-Voigta E_{31}, η_{32} .



Rys. 13. Model Burgersa. Fig. 13. Burgers model.

Zgodnie z Rys. 12 sumaryczne odkształcenie modelu posiada następujące składniki: ciała Hooke'a, ciała Newtona i Kelvina-Voigta:

$$\varepsilon^{\Sigma} = \varepsilon^{H} + \varepsilon^{N} + \varepsilon^{K-V} \tag{7}$$

Wartość naprężenia w dowolnym przekroju poprzecznym modelu jest stała, tu oznaczona przez $\sigma\!\!:$

$$\sigma = \sigma^{H} = \sigma^{N} = \sigma^{K-V} \tag{8}$$

Uproszczone do zagadnienia jednowymiarowego związki konstytutywne Hooke'a i Newtona mają następujące postacie:

$$\sigma^H = \varepsilon^H E_1 \tag{9}$$

$$\sigma^N = \dot{\varepsilon}^N \eta_2 \tag{10}$$

Natomiast model Kelvina-Voigta jest modelem złożonym o wewnętrznych więzach:

$$\varepsilon^{K-V} = \varepsilon^{31} = \varepsilon^{32} \tag{11}$$

$$\sigma^{K-V} = \sigma^{31} + \sigma^{32} = \varepsilon^{K-V} E_{31} + \dot{\varepsilon}^{K-V} \eta_{32}$$
(12)

Korzystając z powyższych zależności wykonujemy transformatę na (12), otrzymując:

$$\tilde{\varepsilon}^{K-V} = \frac{\tilde{\sigma}}{E_{31} + p\eta_{32}} \tag{13}$$

Uwzględniając dodatkowo (7), mamy:

$$\tilde{\varepsilon}^{\Sigma} = \tilde{\sigma} \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{p\eta_2} + \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}} \right)$$

$$\tag{14}$$

W przypadku ustalonej wartości naprężenia, na podstawie cechy transformaty Carsona, obrazem skalara jest dalej skalar, uzyskujemy relację:

$$\tilde{\sigma} = \sigma \tag{15}$$

oraz:

$$\frac{\tilde{\varepsilon}^{\Sigma}}{\sigma} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{p\eta_2} + \frac{1}{E_{31} + p\eta_{32}}$$
(16)

Należy następnie znaleźć oryginał $\tilde{\varepsilon}^{\Sigma}$. W wielu pracach istnieją tablice transformat Carsona, ale można także znaleźć oryginały przy wykorzystaniu twierdzenia o residuach i twierdzeniu Borela o splocie. W przypadku dwóch pierwszych składników po prawej stronie korzystamy z tablic, a dla trzeciego składnika, przy spełnieniu w omawianym przypadku lematu Jordana, stosujemy wzór residuów: г

г

٦

$$C^{-1}\left[\frac{1}{E_{31}+p\eta_{32}}\right] = \frac{1}{\eta_{32}} \sum_{p=p_1, p_2} \operatorname{Re} s \left[\frac{Exp\left(p-t\right)}{p} + \frac{1}{\frac{E_{31}}{\eta_{32}}+p}\right]$$
(17)

W wyrażeniu (17) występują dwa punkty osobliwe: $p_1 = 0$ oraz $p_2 = -E_{31}/\eta_{37}$ Wobec tego, kontynuując (17) uzyskujemy:

$$C^{-1}\left[\frac{1}{E_{31} + p \eta_{32}}\right] = \left|\frac{Exp\left(p t\right)}{\frac{E_{31}}{\eta_{32}} + p}\right|_{p=p_{1}} + \left|\frac{Exp\left(p t\right)}{p}\right|_{p=p_{2}} = \frac{1}{E_{31}}\left[1 - Exp\left(-\frac{E_{31}}{\eta_{32}}t\right)\right]$$
(17.1)

Konstytutywna zależność różniczkowa modelu Burgersa przy stałym obciążeniu ma ostatecznie następującą postać:

$$\frac{\varepsilon^{\Sigma}\left(t\right)}{\sigma} = \frac{1}{E_{1}} + \frac{1}{\eta_{2}}t + \frac{1}{E_{31}}\left[1 - Exp\left(-\frac{E_{31}}{\eta_{32}}t\right)\right], \text{ jeśli} \ t \in (t_{0} = 0; t_{1})$$
(18)

Korzystając z własności funkcji skokowej Heaviside'a znajdujemy również relację przy odciażeniu, obowiązującą w przedziale $t > t_1$:

$$\frac{\varepsilon^{\Sigma}\left(t\right)}{\sigma} = \frac{1}{\eta_{2}}t + \frac{1}{E_{31}}Exp\left(\frac{E_{31}}{\eta_{32}}t\right)\left[Exp\left(\frac{E_{31}}{\eta_{32}}t_{1}\right) - 1\right]$$
(19)

W technicznych warunkach laboratorium PL nie było możliwe w sposób precyzyjny określić przebiegu deformacji w początkowym przedziale czasu, tj. do 10 s. Ten fakt stawia przed koniecznością przyjęcia założeń umożliwiających właściwą pod względem ilościowym i jakościowym interpretację wyników i ich funkcyjny opis.

• Założenie 1: Przyjęto, że deformacje trwałe są spowodowane dostosowaniem materiału, polegającym na destrukcji najsłabszych wiązań. Założono również, że deformacje trwałe można interpretować jako doraźne oraz przebiegające płynnie odpowiednio w chwili t_0 i odpowiednio w przedziale (t_0, t_1). Jednocześnie z deformacjami trwałymi (plastycznymi) w przedziale czasu $[t_0, t_1)$ występują deformacje sprężyste, przy czym wyróżniono również deformację doraźną w chwili to oraz zmienną w dziedzinie (t_0, t_1) .

Powyższe trudności techniczne rejestracji przemieszczeń w początkowym okresie badania zmuszają do przyjęcia racjonalnej dystrybucji doraźnych deformacji (plastycznych i sprężystych) oraz oszacowania przebiegu deformacji trwałych w dalszym czasie doświadczenia.

• Założenie 2: Drugi etap badania to odciażenie, które przebiega jako reakcja materiału na obciążenie w etapie pierwszym. Założono zatem, że w tym przypadku nie następuje destrukcja wiazań wewnatrz materiału i ten daży do stanu minimum energii - stanu równowagi wewnętrznej. W rezultacie, przynajmniej teoretycznie,

deformacja powstająca w chwili t_1 jest wyłączną (czystą) deformacją sprężystą charakteryzującą własność materiału.

Wielkość tej deformacji jest przyjęta w dalszej analizie jako wartość początkowa w procesie iteracyjnego doboru parametrów modelu Burgersa. Jest podstawą do szacowania dystrybucji deformacji w chwili t_0 , tj. wydzielenia doraźnej deformacji plastycznej i sprężystej.

• Założenie 3: Kolejne założenie jest związane z przebiegiem procesu deformacji widzianym w różnych skalach. Rozpatrzono początkowo wykres odkształceń w przedziale czasu { t_0 ; 300 s}, mając świadomość, iż jest to 5,5(6)% czasu trwania całego badania, jego obraz graficzny przedstawia Rys. 14.



Rys. 14. Obraz odkształceń ε w przedziale czasu { t_0 ; 300 s}. Fig. 14. The strain-time curve ε -t of the time period { t_0 ; 300 s}.

Na Rys. 14 punktem 'zielonym' oznaczono odkształcenie przy t = 10 s, a 'czerwonym' gdy t = 300 s. Jak widać przebieg deformacji nie zawiera odkształceń doraźnych, przy czym jest to skutkiem powyżej opisanych możliwości odczytu wyników. Jeśli teraz rozpatrzymy całość badania, to obraz jest odmienny, pokazany na Rys. 15.



Rys. 15. Obraz odkształceń ε w przedziale czasu { t_0 ; 1,5 godz.}. Fig. 15. ε -t in the case of time period { t_0 ; 1,5 h}.
Punkty 'zielony' i 'czerwony' oznaczają w tym przypadku te same momenty czasu. Przy skali zastosowanej na Rys. 15. jest dopuszczalne założenie, że deformacje w czasie (t_0 ; 10 s) są z dobrym przybliżeniem – doraźne. W konsekwencji, podobnie można interpretować odkształcenia w przedziale (t_1 ; t_1 +10 s).

Przyjęty do opisu doświadczenia czteroparametrowy model Burgersa z suwakiem Saint-Venanta nie opisuje w sposób jawny deformacji plastycznych w przedziale (t_0, t_1). Ten proces jest objęty funkcjami wyrażającymi deformacje lepkie. Mamy zatem znaną z teorii sytuację (np. model Schwedoffa), kiedy deformacje plastyczne są opisane przez procesy lepkie.

Biorąc pod uwagę powyższe oraz uzyskane wielkości odkształceń ε i modułów sztywności pełzania M_s [MPa] nasuwają się następujące wnioski:

- 1. Przy wzrostach wartości naprężeń σ_0 od 0,1 do 0,6 MPa wzrastają odkształcenia ε w przedziałach od ok. 0,00042 do 0,00546.
- 2. W niższych temperaturach badania występują mniejsze odkształcenia ε .
- 3. Wraz ze wzrostem temperatury badania maleją moduły sztywności pełzania M_s [MPa].
- 4. Wartości modułów sztywności pełzania M_s [MPa] w przypadku próbek z BAC są minimum dziesięciokrotnie większe (M_{smin} = 153,44 MPa) w porównaniu do betonów asfaltowych, dla których mamy ≥16 MPa (Rys. 16) [5].
- 5. Można zaobserwować, że odkształcenie ε stabilizuje się prawie całkowicie już po 60 ÷ 300 sekundach w zależności od temperatury badania i wartości obciążenia σ_0 .
- 6. Dla małych obciążeń, tj. 0,1 MPa i niższych temperatur odkształcenie ε po zdjęciu obciążenia szybko spada i dąży do zera. Można więc powiedzieć, że powstałe odkształcenia ε mają charakter sprężysty.
- 7. Mieszanki cementowo-piaskowe, przy obciążeniu 0,35 MPa mają porównywalne odkształcenia ε z mieszanką cementowo-piaskowo-grysową, przy obciążeniu 0,6 MPa.



- Rys. 16. Wpływ wartości σ_0 na zależność $M_s \sim T$ (temp. badania) dla mieszanek cementowopiaskowych oraz cementowo-piaskowo-grysowych.
- Fig. 16. The influence of σ_0 value on $M_s \sim T$ dependence (the temperature of investigation) of the cement-sand mortar and cement-sand-mineral aggregate mortar.

W Tab. 4 zostały zestawione wielkości odkształceń odpowiadających parametrom modelu Burgersa, określone w chwili czasu $t_1=1$ godz., tj. przy maksymalnych wartościach deformacji podczas badania.

- Tabela 4. Wartości parametrów modelu Burgersa, przy różnych wartościach naprężeń σ_o oraz temperaturach badania dla próbek wykonanych z mieszanki cementowo-piaskowej oraz cementowo-piaskowo-grysowej.
- Table 4. The Burgers model parameter values, with different σ_o stress values as well as the investigation temperatures of samples, prepared of the cement-sand mortar and of the cement-sand-mineral aggregatemortar.

			Obciążenie σ_{o}	/ temperatura		
Parametry		0,1 MPa			0,35 MPa	
modelu	20°C	40°C	60°C	20°C	40°C	60°C
$1/E_{1}$	0,00013	0,00029	0,00033	0,00054	0,00085	0,00086
$1/\eta_2$	0,0000002	0,0000012	0,0000054	0,000012	0,000022	0,000029
$1/E_{31}$	0,000075	0,0001	0,00012	0,00056	0,00044	0,00041
$1/\eta_{32}$	0,00032	0,00062	0,00032	0,0015	0,0014	0,0019
\mathcal{E}_{y}	0,00000001	0,000007	0,000077	0,00007	0,00028	0,00065

Description	Obciążenie σ_{o} / temperatura					
Parametry		0,6	MPa			
modelu	20°C	40°C	$40^{0}C^{(1)}$	60°C		
$1/E_1$	0,00055	0,0012	0,00066	0,0014		
$1/\eta_2$	0,00003	0,000079	0,000009	0,000072		
$1/E_{31}$	0,0007	0,0015	0,00022	0,00072		
$1/\eta_{32}$	0,0015	0,0036	0,00074	0,0028		
\mathcal{E}_{y}	0,00045	0,0023	0,0007	0,0015		

¹⁾ wielkości określone dla mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej

Na podstawie wielkości podanych w tab. 4, określono w procentach odkształcenie sprężyste, lepkosprężyste i plastyczne w odniesieniu do całkowitego w chwili czasu t_1 (Tab. 5). Błędy względne aproksymacji metodą najmniejszych kwadratów krzywych pełzania mieszczą się w granicach od 2,33% do 6,92%.

Tabela 5. Procentowy udział sprężysty, lepkosprężysty i plastyczny w całkowitym odkształceniu w BAC, przy różnych naprężeniach σ_o oraz temperaturach badania.

Table 5.Elastic, viscoelastic, plastic percentage share of Asphalt-Cement Concrete total strain
value, in relation to different σ_o stresses and temperatures of investigation.

		Ol	ociążenie σ_{o}	/ temperatu	ıra	
Składniki odkształcenia		0,1 MPa		0,35 MPa		
	20°C	40°C	60°C	20°C	40°C	60°C
1/E1	60,39%	68,70%	60,30%	44,96%	48,26%	40,90%
t_1/η_2	0,56%	1,71%	5,90%	5,99%	7,49%	8,30%
$\frac{1}{E_{\scriptscriptstyle 31}} \Biggl[1 - Exp \Biggl(- \frac{E_{\scriptscriptstyle 31}}{\eta_{\scriptscriptstyle 32}} t_{\scriptscriptstyle 1} \Biggr) \Biggr]$	34,84%	23,69%	21,90%	46,62%	24,98%	19,50%
ε _v	0%	1,66%	14,10%	5,83%	15,90	30,90%
Suma [%] (2)	95,82	95,76	102,2	103,4	96,63	99,60

	С	bciążenie σ_a	, / temperatu	ra			
Składniki odkształcenia		0,6 MPa					
	20°C	40°C	$40^{0}C^{(1)}$	60°C			
$1/E_1$	29,03%	21,97%	40,13%	34,80%			
t_1/η_2	9,50%	8,68%	3,28%	10,70%			
$\frac{1}{E_{_{31}}} \Biggl[1 - Exp \Biggl(- \frac{E_{_{31}}}{\eta_{_{32}}} t_{_1} \Biggr) \Biggr]$	36,95%	27,46%	13,38%	17,90%			
\mathcal{E}_{y}	23,76%	42,11%	42,56%	37,30%			
Suma [%] (2)	99,24	100,22	99,35	100,7			

⁽¹⁾ wielkości określone dla mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej,

⁽²⁾ sumowane wartości aproksymowane, odnoszone do wielkości pomierzonej.

Określone w trakcie badania modułu sztywności sprężystej pod obciążeniem statycznym przy zginaniu belki odkształcenie sprężyste w temperaturze 23°C wynosi 62,40% całkowitego. Wynik ten jest zbieżny z uzyskaną wartością dla fazy sprężystej, w przypadku badania modułu sztywności pełzania, która wynosi 61,64% odkształcenia całkowitego.

Moduł sztywności sprężystej przy obciążeniu dynamicznym (E - /ITSM/) dla mieszanek mineralno-asfaltowych, w tym także BAC, wyznacza się za pomocą aparatu NAT. Wartość tego modułu w zakresie temperatur +40°C \div -20°C, na podstawie badań dla mieszanki cementowo-piaskowej, waha się w granicach 3717,33 \div 11163,5 MPa (Rys. 17). Przy tym odkształcenia zawierają się w przedziale 5,515 \div 1,985*10⁻⁵. Natomiast dla mieszanek, w których dodatkiem jest kruszywo moduł wynosi odpowiednio 10599 \div 21271 MPa (Tab. 6). Badania potwierdzają tezę, że na moduł sprężystości istotny wpływ ma temperatura oraz to, że beton asfaltowo-cementowy wykazuje cechy materiału lepkosprężystego.



Rys. 17. Wpływ temperatury badania (*T*) na moduł sprężystości dynamicznej (E - /ITSM/).
Fig. 17. The influence of investigation temperature (*T*) on the dynamic elastic modulus (E - /ITSM/).

Tabela 6.	Uśrednione moduły sprężystości dynamicznej dla mieszanki cementowo-kruszywowej
	i cementowo-piaskowo-grysowej, w temperaturach badania 0°C, 20°C i 40°C.
Table 6.	The averaged elastic dynamic modulus of cement-mineral and cement-sand-mineral
	aggregate mortar, in investigation temperatures 0°C, 20°C and 40°C.

Dodzoi próboly	Temperatura badania/E(ITSM) [MPa]			
Rouzaj probek	0°C	20°C	40°C	
Próbki z mieszanki cementowo-kruszywowej	21 271	13 639	10 599	
Próbki z mieszanki cementowo-piaskowo-grysowej	19 301	19 229	14 858	

Moduł sztywności sprężystej przy zginaniu belki (E_z) wzrasta, gdy w mieszance pojawia się więcej zaprawy cementowo-piaskowej. W związku z tym uzyskane wartości modułu w temperaturze 23°C wynoszą od 1920 do 3833 MPa (Rys. 18). Dla zakresu temperatur -20°C ÷ +40°C wielkości te zmieniają się w przedziale 11308 ÷ 1901 MPa oraz występuje progresywna tendencja wzrostu modułu sztywności wraz ze zmniejszaniem się temperatury (Rys. 19).



- Rys. 18. Moduły sztywności E_z [MPa] próbek z mieszanek A ÷ D po 28 dniach dojrzewania w temp. 23°C [3].
- Fig. 18. The stiffness modulus E_z [MPa] of the samples of the mixtures A ÷ D after 28 days of ripening in temperature 23°C [3].



- Rys. 19. Zależność modułu sztywności E_z [MPa] od temperatury badania próbek z mieszanki B po 28 dniach [3].
- Fig. 19. The dependence of stiffness modulus E_z [MPa] on the investigation temperature of the samples made of B mixture after 28 days ripening [3].

Wielkości modułu sztywności sprężystej przy rozłupywaniu próbki walcowej (E_r) uzależnione są od ilości zaprawy cementowo-piaskowej oraz od temperatury badania, która wpływa istotnie na otrzymywane wyniki. W temperaturze 23°C moduły osiągają wartości od 987 do 3185 MPa (Rys. 20), natomiast w zakresie temperatur -10°C ÷ +40°C odpowiednio 6761 i 766 MPa.



- Rys. 20. Moduły sztywności *E*_r [MPa] próbek z mieszanek A ÷ D po 28 dniach dojrzewania w temp. 23°C [3].
- Fig. 20. The stiffness modulus *E_r* [MPa] of the samples of A ÷ D mixtures after 28 days of ripening in temperature 23°C [3].



- Rys. 21. Zależność modułu sztywności *E*_r [MPa] od temperatury badania próbek z mieszanki B po 28 dniach [3].
- Fig. 21. The dependence of stiffness modulus E_r [MPa] from investigation temperature of the samples of B mixture after 28 days [3].

W trakcie ruchu pojazdu nawierzchnia jest obciążona kołem samochodu przez bardzo krótki okres czasu (zależny od jego prędkości) tj. 0,01 ÷ 0,02 sekundy. Można więc powiedzieć, że w krótkotrwałym obciążeniu nawierzchni przeważają odkształcenia sprężyste. Ale są miejsca, gdzie występuje postój pojazdów, ruch odbywa się powoli lub też pojazdy często się zatrzymują. W tych miejscach pojawiają się odkształcenia nawierzchni, których wielkość zależy od czasu i wielkości działania obciążenia. W takim przypadku mamy do czynienia z odkształceniami lepkimi, a nawet plastycznymi, co w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych objawia się pełzaniem. Zjawisko to wywołuje wzrost odkształceń trwałych. Dlatego też ważnym staje się wykonywanie badań zarówno pod obciążeniem dynamicznym jak i statycznym, poszukiwanie korelacji pomiędzy nimi, czy lepsze rozpoznanie charakteru pracy materiału.

Analizując wpływ temperatury na wartość modułów sztywności sprężystej, przy uwzględnieniu różnych metod badawczych można powiedzieć, że:

- a) Maksymalną wartość modułu sztywności sprężystej uzyskuje się w trakcie badania w aparacie NAT, przy obciążeniu dynamicznym (powtarzalnym).
- b) Wartość modułu sztywności statycznej, który otrzymano podczas rozciągania pośredniego przy zginaniu belki, jest ok. 1,8 ÷ 2,6 razy mniejszy (zależnie od temperatury badania) od modułu sztywności dynamicznej.
- c) Moduł sztywności sprężystej, wyznaczony podczas pośredniego rozłupywania próbki walcowej, jest ok. 2,4÷5,2 razy mniejszy od modułu sztywności dynamicznej i jak się okazuje jest najniższy z określonych w trakcie tych badań.
- d) Moduł sztywności sprężystej wzrasta wraz ze spadkiem temperatury.
- e) Występuje duża zależność pomiędzy modułem sztywności dynamicznej (*E*), a modułem sztywności statycznej (*E_z*, *E_r*), którą najlepiej aproksymuje funkcja liniowa przy współczynniku korelacji bliskim 0,99.

Nośność nawierzchni dróg oceniana jest na podstawie m.in. modułów sztywności (lub sprężystości) warstw i analizy mechanistycznej, która z kolei oparta jest o analizę stanu naprężeń i odkształceń oraz o trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni. Dlatego nawierzchnię traktuje się jako układ warstw o określonej grubości na podłożu gruntowym, o nieskończonej grubości. Najczęściej przyjmuje się model warstw sprężystych ułożonych na półprzestrzeni sprężystej.

Aby scharakteryzować układ wielowarstwowy należy ustalić właściwości każdej warstwy:

- grubość h_i ,
- moduł sprężystości (sztywności) E_i,
- współczynnik Poissona v_i.

Dla różnych temperatur, znając wartości modułu sprężystości (sztywności) i współczynnika Poissona oraz dobierając różne grubości warstwy z betonu asfaltowo-cementowego, przy wykorzystaniu programu komputerowego "SF-PL" (S. Firleja), przyjęto wstępne propozycje konstrukcji nawierzchni z podbudową z BAC. Pomocne stały się zalecane konstrukcje nawierzchni dróg dla kategorii ruchu KR3÷KR5, wg Dz. U. Nr 43. Założone wartości modułów *E* i współczynników Poissona *v* dla BAC, w zależności od pory roku, przyjęto następująco:

- lato E = 10 300 MPa, v = 0,40,
- wiosna/jesień E = 14 200 MPa, v = 0,30,
- zima E = 19 000 MPa, *v* = 0,25.

Dla pozostałych materiałów warstw wartości te ustalono zgodnie z Dz. U.Nr 43 (załącznik 5). Trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni z podbudową z betonu asfaltowo-cementowego wyznaczono stosując kryterium zmęczeniowe Dempsey'a (Uniwersytet w Illinois - USA), jak dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi:

$$\log N_{f} = 11,784 - 12,121 \cdot \left(\sigma \ / \ \sigma_{crit}\right) \tag{20}$$

gdzie: σ/σ_{crit} – wskaźnik naprężeniowy, σ – naprężenie rozciągające w podbudowie związanej spoiwem hydraulicznym wywołane obciążeniem osią obliczeniową, σ_{crit} – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu materiału podbudowy, N_f – liczba obciążeń do zniszczenia.

Przykładowe konstrukcje przedstawiono w Tab. 7.

80	Marzena Bajak						
Tabela 7. Table 7.	Przykłady konstrukcj niem podbudów z B/ The examples of pave	i nawierzchni dla kateg AC ement construction for	gorii ruchu - KR3, KR4 movement categories -	i KR5 z wykorzysta- KR3, KR4 and KR5			
	with the use of Asph	KD4	or road foundations.				
Pora roku	q = 0,65 MPa, P = 100 kN/oś	q = 0,65 MPa, P = 100 kN/oś	KR5 q = 0,72 MPa, P = 115 kN/oś				
Lato	5 cm - BA (w. sc) 8 cm - BA (w. w.) 10 cm - BA (podb.) 27 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5 cm - BA (w. sc.) 8 cm - BA (w. w.) 16 cm - BA (podb.) 25 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5cm – BA (w. ść.) 8cm – BA (w. w.) 20cm – BA (podb.) 26cm – BAC (podb.) 20cm – gr. stabil. cem. o E = 1200 MPa	5cm – BA (w. ść.) 8cm – BA (w. w.) 19cm – BAC (podb.) 20cm – ch.bet. o <i>E</i> = 4300 MPa			
Wiosna Jesień	5 cm - BA (w. sć.) 8 cm - BA (w. w.) 10 cm - BA (podb.) 22 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5 cm - BA (w. sc) 8 cm - BA (w. w.) 16 cm - BA (podb.) 19 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5 cm - BA (w. sć.) 8 cm - BA (w. w.) 20 cm - BA (podb.) 20 cm - BAC (podb.) 20 cm - gr. stabil. cem. o E = 1200 MPa	5cm – BA (w. ść.) 8cm – BA (w. w.) 24cm – BAC (podb.) 20cm – ch.bet. o <i>E</i> = 4300 MPa			
Zima	5 cm - BA (w. sc) 8 cm - BA (w. w.) 10 cm - BA (podb.) 21 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5 cm - BA (w. sc) 8 cm - BA (w. w.) 16 cm - BA (podb.) 18 cm - BAC (podb.) 15 cm - gr. stabil. cem. o E = 1000 MPa	5 cm - BA (w. sc) 8 cm - BA (w. w.) 20 cm - BA (podb.) 19 cm - BAC (podb.) 20 cm - gr. stabil. cem. o E = 1200 MPa	5cm – BA (w. ść.) 8cm – BA (w. w.) 28cm – BAC (podb.) 20cm – ch.bet. o <i>E</i> = 4300 MPa			

Uwaga: Przyjęte konstrukcje nawierzchni jezdni, zgodnie z Dz. U. Nr 43 należy ułożyć na podłożu o wtórnym module sprężystości 120 MPa.

Powyższe układy warstw konstrukcji nawierzchni w zależności od sezonu temperaturowego, spełniają przypisane im funkcje nośności. Przyjmując parametry podane w Tab. 7 wyliczono naprężenia rozciągające σ_r na spodzie warstwy z BAC, dla poszczególnych grubości wraz z trwałością zmęczeniową N_f dla całej konstrukcji, które wynoszą odpowiednio:

Tabela 8. Naprężenia rozciagające σ_r w spodzie warstwy z BAC oraz trwałość zmeczeniowa dla poszczególnych konstrukcji z Tab. 7.

The tensile stresses σ_{r} in bottom of Asphalt-Cement Concrete layer and fatigue durabil-Table 8. ity for the specified pavement constructions assumed from the Tab. 7.

Pora roku		KR3	KR4		KR5			
Lato	27cm (BAC)	$\sigma_r =$ 333,2815 kPa $N_f =$ 0,849875 mln osi	25cm (BAC)	$\sigma_r = 302,2592 \text{ kPa}$ $N_f = 2,980667 \text{ mln}$ osi	26cm (BAC)	$\sigma_r =$ 274,0642 kPa $N_f =$ 9,324071 mln osi	19cm (BAC)	$\sigma_r = 276,1519 \text{ kPa}$ $N_f = 8,569029 \text{ mln}$ osi
Wiosna Jesień	22cm (BAC)	$\sigma_r =$ 335,7213 kPa $N_f =$ 0,770009 mln osi	19cm (BAC)	$\sigma_r = 303,6500 \text{ kPa}$ $N_f = 2,817615 \text{ mln}$ osi	20cm (BAC)	$\sigma_r = 274,7663 \text{ kPa}$ $N_f = 9,063000 \text{ mln}$ osi	24cm (BAC)	$\sigma_r =$ 279,6925 kPa $N_f =$ 7,425660 mln osi
Zima	21cm (BAC)	$\sigma_r =$ 332,6483 kPa $N_f =$ 0,871923 mln osi	18cm (BAC)	$\sigma_r =$ 297,1486 kPa $N_f =$ 3,665132 mln osi	19cm (BAC)	$\sigma_r =$ 271,0450 kPa $N_f =$ 10,535201 mln osi	28cm (BAC)	$\sigma_r = 275,5895 \text{ kPa}$ $N_f = 8,766195 \text{ mln}$ osi

W początkowej fazie analiz autorka brała również pod uwagę trwałość zmęczeniową konstrukcji według kryterium zmęczenia warstw asfaltowych (Instytutu Asfaltowego - USA), obliczając ε_r (odkształcenia rozciągające), dla których następnie wyliczano przewidywaną liczbę przejść osi obliczeniowych w założonym okresie projektowym (20 lat). Uzyskane wielkości ε_r okazały się stosunkowo małe i w każdym przypadku wyliczana trwałość zmęczeniowa była bardzo duża, dlatego do dalszych obliczeń i analiz stosowano tylko kryterium, jak dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi.

Obecnie D. Sybilski i W. Bańkowski [22] do analiz trwałości zmęczeniowej proponują przyjmowanie temperatury równoważnej T_{eff} , którą można obliczyć na podstawie średniej rocznej temperatury nawierzchni, wg wzoru:

$$T_{eff} = 0.8 \cdot \left(MAPT\right) - 2.7 \tag{21}$$

gdzie: MAPT - średnia roczna temp. nawierzchni wyznaczona na głębokości 1/3 grubości warstw asfaltowych na podstawie danych klimatycznych dla danej lokalizacji geograficznej, lub przyjąć wartość równą 10°C.

Z zaprezentowanych w Tab. 7 konstrukcji za miarodajne można więc przyjąć te z okresu wiosny/jesieni.

Na podstawie "Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych" [8] dokonano także obliczeń dla kilku przyjętych konstrukcji nawierzchni sztywnych, zastępując podbudowę z chudego betonu lub betonu asfaltowego betonem asfaltowo-cementowym. Parametry warstw zostały przyjęte dla temperatury 10°C (wiosna/ jesień), zgodnie z Dz. U. Nr 43. Opis przyjętych warstw zawiera Tab. 9.

Table 9. The examples of rigid pavement constructions for movement categories - KR3, KR4 and KR5 with the use of Asphalt-Cement Concrete road foundations instead of C8/10 concrete or asphalt concrete.

Warstwa podbudowy	KR3	KR4	KR5
wg "Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych"	q = 0,65 MPa, P = 100 kN/oś	q = 0,65 MPa, P = 100 kN/oś	<i>q</i> = 0,72 MPa, <i>P</i> = 115 kN/oś
chudy beton/beton asfaltowy	20cm – BC 22cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa	23cm – BC 21cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa	25cm – BC 25cm – BAC (podb.) podłoże o E=120MPa

Zestawienie wyników obliczeń trwałości wraz z naprężeniami rozciągającymi dla poszczególnych konstrukcji przedstawiono w Tab. 10.

Tabela 10. Naprężenia rozciągające σ_r w spodzie warstwy z BAC oraz trwałość zmęczeniowa dla poszczególnych konstrukcji z tab. 9.

Table 10. The tensile stresses σ_r in bottom of Asphalt-Cement Concrete layer and fatigue durability for the specified pavement constructions taken from table 9.

Pora roku	KR3			KR4	KR5		
Lato	22cm	σ _r = 326,7109 kPa	21cm	σ_r = 293,8339 kPa	25cm	σ _r = 268,3526 kPa	
	(BAC)	N _f = 1,108609 mln osi	(BAC)	N_f = 4,191002 mln osi	(BAC)	N _f = 11,747334 mln osi	

Tabela 9. Przykłady konstrukcji nawierzchni sztywnych dla kategorii ruchu - KR3, KR4 i KR5 z wykorzystaniem podbudów z BAC zamiast chudego betonu lub betonu asfaltowego.

Przedstawione wyniki świadczą, że w analizowanych wariantach o trwałości konstrukcji nawierzchni w głównej mierze decyduje kryterium warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Wraz ze wzrostem grubości podbudowy z BAC maleją naprężenia rozciągające σ_r na spodzie warstwy i wzrasta trwałość zmęczeniowa. Ponadto w każdym przypadku wraz ze wzrostem temperatury, maleje trwałość, która wymaga zwiększania grubości warstwy podbudowy z BAC.

3.1.2. Beton asfaltowo-cementowy jako materiał podbudowy nawierzchni betonowych

Podbudowy pod nawierzchnie betonowe, wg A. Szydły [25] ulegały wielu przeobrażeniom. Wymaga się obecnie, aby były one sztywne i spełniały m.in. następujące zadania:

- stwarzały jednorodne podparcie dla płyt betonowych,
- zwiększały nośność płyty betonowej,
- zapobiegały zjawiskom erozji i pompowania,
- zabezpieczały przed działaniem wody przenikającej przez szczeliny dylatacyjne.

Jak podaje dalej A. Szydło, najniebezpieczniejszym zjawiskiem jest erozja podbudów. Występuje ona wówczas, gdy pomiędzy nawierzchnią betonową a podbudową znajduje się woda, która powoduje tzw. zjawisko hydrodynamicznego pompowania, co w konsekwencji może prowadzić do klawiszowania płyt. Dlatego poszukuje się sposobów, które eliminowałyby te negatywne skutki. Jednym ze sposobów zabezpieczania jest zastosowanie podbudów z chudego betonu o wytrzymałości ponad 15 MPa czy z betonu asfaltowego o zawartości asfaltu powyżej 6% (Anglia). Ponadto można zastosować geowłókninę pomiędzy podbudową a nawierzchnią (Niemcy, Francja), która oprócz tego, że będzie zapobiegać powstawaniu ciśnienia hydraulicznego zabezpieczy również przed spękaniami odbitymi z podbudowy na płyty betonowe. Występuje więc obecnie tendencja do zwiększania wytrzymałości i zmniejszania nasiąkliwości podbudów.

Ocenia się, że beton asfaltowo-cementowy może z powodzeniem stanowić podbudowę nawierzchni betonowych, obok preferowanych w "Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych" [8] między innymi z chudego betonu i betonu asfaltowego. Po pierwsze dlatego, że posiada wytrzymałość zbliżoną do chudego betonu i to już po 7 dniach dojrzewania (6,8 ÷ 7,9 MPa) a po drugie bardzo małą nasiąkliwość wynoszącą do 4,5%, gdzie dla chudego betonu przyjmuje się do 9%.

W podbudowach z chudego betonu zalecane jest wykonywanie szczelin pozornych na głębokość około 1/3 jej grubości i szerokości od 3 ÷ 5 mm. Jednak niemieckie doświadczenia dowodzą, że w miejscach szczelin pojawia się jeszcze większa korozja, spowodowana nie tylko wnikaniem wody ale także środków zimowego utrzymania. Dlatego proponuje się zastosowanie geowłóknin o odpowiedniej gęstości (gramaturze) bez nacinania szczelin w podbudowie, które mają spełniać następujące funkcje: separacyjną, przeciwerozyjną, filtracyjną i antyspękaniową [25]. Można więc zaproponować podobne rozwiązanie w przypadku zastosowania betonu asfaltowo-cementowego jako podbudowy pod nawierzchnie betonowe. Geowłóknina odprowadzi wodę, która wsiąknie przez szczeliny nawierzchni w kierunku pobocza, a także zabezpieczy przed przenoszeniem spękań skurczowych podbudowy na płyty betonowe. Z tego też powodu wymienione powyżej zadania stawiane podbudowom zostaną spełnione. Może się okazać również, że korzystne cechy podbudowy z mieszanki asfaltowo-cementowej, w przyszłości, po potwierdzeniu w doświadczeniach praktycznych (terenowych) będą konkurencyjne z podbudowami zalecanymi w obecnym katalogu.

4. Wnioski końcowe

1. Przegląd literatury technicznej wskazuje na potrzebę dokonywania wyboru pomiędzy konwencjonalnymi metodami napraw drogowych nawierzchni asfaltowych a powtórnym wykorzystaniem materiału odzyskanego z nawierzchni poprzez jej recykling. Im bardziej jest ona zniszczona, tym bardziej racjonalne staje się zastosowanie metody recyklingu głębokiego nawierzchni asfaltowej na miejscu. Stosowanie recyklingu starych, zniszczonych nawierzchni drogowych daje możliwości zmniejszenia zapotrzebowania na nowe kruszywa oraz asfalt. Ponadto, z punktu widzenia ochrony środowiska, zastosowanie metody na zimno sprawia, że nie występuje emisja szkodliwych gazów, zarówno podczas procesu przygotowania, jak i wbudowania mieszanek mineralno-asfaltowych.

2. Przeprowadzone badania laboratoryjne i analiza wyników badania próbek wykonanych z różnych mieszanek w sposób jednoznaczny pozwalają stwierdzić, że wartości parametrów wytrzymałościowych zależą od rodzaju zastosowanej zaprawy w mieszance, rodzaju użytego cementu oraz temperatury badania. Rozpatrywane próbki z BAC w przypadku wytrzymałości na ściskanie (R_s) charakteryzują się wartościami, które zbliżone są do wymaganej wytrzymałości na ściskanie dla chudego betonu po 28 dniach dojrzewania - są więc wysokie. Stwierdzono także, że wymagania wg wytycznych IBDiM, co do wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (R_r), dla próbek wykonanych w technologii recyklingu na zimno z MMCE, wynoszące po 28 dniach 0,35 MPa, w przypadku BAC są spełnione. Niezależnie od temperatury wykonania i dojrzewania mieszanki osiągają zdefiniowane minimum wytrzymałości na rozciąganie pośrednie już po 7 dniach. Może to się przyczynić do skrócenia czasu pielęgnacji po wykonaniu takiej warstwy.

3. Badania stabilności (*S*) w teście Marshalla po 7 i 28 dniach dojrzewania próbek, w różnych temperaturach wykazują, że pozyskany destrukt z frezowania nadaje się w całości, bez odsiewania frakcji ponad 25 mm, do wykonywania warstw podbudowy z betonu asfaltowo-cementowego. Ocena stabilności wg Marshalla na podstawie kryteriów przyjętych jak dla betonów asfaltowych i mieszanek mineralno-cementowo-emulsyjnych nie jest przydatna do oceny stabilności BAC, gdyż uzyskiwane wyniki w każdym przypadku są wystarczające. Podobnie jest, jeśli bierze się pod uwagę badania modułu sztywności pełzania (*Ms*), których wartości w przypadku próbek z BAC są minimum dziesięciokrotnie większe w porównaniu do betonów asfaltowych. Moduł sztywności pełzania dla małych (normowych) obciążeń, tj. 0,1 MPa powoduje, że powstające odkształcenia ε są znikome, a po usunięciu obciążenia szybko spadają i dążą do zera. Można więc powiedzieć, że powstałe odkształcenia ε mają charakter sprężysty. Natomiast w przypadku obciążeń wyższych, tj. 0,35 MPa, 0,6 MPa i wyższych temperatur próbki z BAC ujawniają cechy lepkosprężystoplastyczne.

4. Wartości wskaźników usztywnienia niezależnie od temperatury dojrzewania są wysokie w porównaniu do betonów asfaltowych, w większości przypadków przekraczają wartość 6 kN/mm. Świadczy to o tym, że beton asfaltowo-cementowy, według kryterium wskaźnika usztywnienia, jest odporny na koleinowanie. Otwarty jest problem występowania w podbudowie z BAC spękań zmęczeniowych z powodu jej przesztywnienia.

5. Potwierdza się teza, że wyniki badań wytrzymałości i stabilności próbek z grysem 2/4 mm są bardziej korzystne niż w przypadku zaprawy cementowopiaskowej. Przyczyną jest to, że ziarna kruszywa przebijają w czasie zagęszczania mieszanki otoczkę asfaltową na ziarnach destruktu. Ponadto parametry nośności warstwy zależą od temperatury wykonania i dojrzewania mieszanki z BAC. Warstwy z tego materiału korzystnie jest więc wykonywać i pielęgnować w czasie pierwszego tygodnia dojrzewania w temperaturach otoczenia 25 – 30°C.

6. Uzyskane wartości modułu sztywności sprężystej pod obciążeniem dynamicznym (powtarzalnym) zależą wyraźnie od temperatury badania. W miarę wzrostu temperatury beton asfaltowo-cementowy wykazuje cechy materiału lepkosprężystego. Zauważyć należy również, że próbki z zaprawą cementowo-piaskowo-grysową są najmniej wrażliwe na działanie temperatury. Wartość modułu sztywności sprężystej dla betonu asfaltowo-cementowego w temperaturze 0°C przekracza nieznacznie wielkość modułu betonu asfaltowego podanego w Dz. U. Nr 43 z 1999 r. W wyższej temperaturze moduł BAC jest znacznie większy. Przyczyną tego jest wypełnienie wolnych przestrzeni w destrukcie zaprawą cementową.

7. Przeprowadzona analiza przebiegu krzywych uzyskanych z badania pełzania wskazała na możliwość zastosowania do opisu procesów deformacji betonów asfaltowo-cementowych modelu Burgersa. Potwierdzeniem właściwości przyjętego związku konstytutywnego są niskie, kilkuprocentowe wartości wskaźników zmienności aproksymacji. Wzrost zarówno obciążenia, jak i temperatury badania powoduje zwiększanie procentowego udziału plastycznych składowych odkształcenia nawet do ~ 40%. Dodatek kruszywa łamanego (grysu 2/4 mm) w zaprawie sprawia, że udział składowych sprężystych i plastycznych wynosi odpowiednio 40% i 43% ($\sigma_o = 0,6$ MPa, $T = 40^{\circ}$ C), podczas gdy w przypadku zaprawy cementowo-piaskowej rozkłada się na 22% i 42% udziału (w tych samych warunkach badania). Zatem dodatek drobnego grysu w sposób ewidentny sprawia, że beton asfaltowo-cementowy staje się bardziej sprężysty.

8. Przykładowe układy warstw konstrukcji nawierzchni, jakie zaproponowała autorka, zostały ustalone wg kryterium zmęczeniowego, tego samego, jakie stosuje się dla warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Uwzględniane konstrukcje spełniają przypisane im funkcje nośności. Grubości warstwy z BAC w proponowanych konstrukcjach zostały dobrane tak, aby naprężenia rozciągające σ_r na spodzie warstwy nie przekraczały dopuszczalnych (krytycznych), wynikających z trwałości zmęczeniowej N_f dla całej konstrukcji określonej kategorii ruchu. W związku z tym, w przypadku kategorii ruchu od KR3 do KR5 należy przyjmować grubości warstwy podbudowy od 19 ÷ 25 cm.

9. Beton asfaltowo-cementowy jest materiałem posiadającym wysoki moduł sztywności sprężystej. To sprawia, że nie może on być wbudowywany jako warstwa podbudowy pomocniczej, która układana jest bezpośrednio na podłożu gruntowym. Powodem tego są zbyt duże różnice występujące pomiędzy modułami BAC i gruntu podłoża, które powodują, że występujące naprężenia rozciągające nie są w stanie osiągnąć trwałości zmęczeniowej dla danej kategorii ruchu. BAC powinien stanowić warstwę podbudowy zasadniczej, pod którą zostanie ułożona warstwa podbudowy pomocniczej z materiału o module co najmniej 1000 MPa. Mniejsza wartość modułu warstwy podbudowy pomocniczej będzie wymagała zwiększania grubości warstwy z BAC. Ponadto podłoże gruntowe należy ulepszyć tak, aby uzyskało wtórny moduł sprężystości co najmniej 120 MPa.

Reasumując - przeprowadzone badania i analizy uzyskanych wyników w przedstawionej pracy potwierdziły słuszność postawionej wstępnie tezy, że beton asfaltowo-cementowy jest materiałem stabilnym i względnie sztywnym. Nadaje się więc do wbudowywania, jako warstwa podbudowy zasadniczej w konstrukcji nawierzchni drogowej. Na podstawie powyżej sformułowanych wniosków można też zalecić stosowanie BAC w połączeniu z właściwymi, wysokiej jakości warstwami nawierzchni w celu likwidacji uciążliwego dla polskich dróg problemu koleinowania.

Literatura

- [1] Błażejewski K., Sybilski D., *Nawierzchnie bitumiczne w polskim klimacie*, Drogownictwo 1/94.
- [2] Chałabis J., *Rozkład ruchu z przejść granicznych na sieć drogową na podstawie badań ankietowych*, Diagnoza stanu sieci drogowej polskiej części Euroregionu Bug na tle ruchu drogowego, Euroregion Bug t.5, Norbertinum, Lublin 1997 r.
- [3] Chałabis J., *Struktura, wytrzymałość i odkształcalność betonów asfaltowo-cementowych*, Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej, Lublin 2002.
- [4] Chilingarian G.V., Yen T.F., *Bitumens, Asphalt and Tar Sands*, Developments in Petroleum Science, 7, Elsevier Scientific Publishing Company Amsterdam-Oxford-New York 1978.
- [5] *Cold Planning Applications and Recommended Specifications*, Asphalt Recycling and Reclaiming Association (ARRA), Washington 1981.
- [6] Eckmann B., *Exxon Research in Pavement Design Moebius Software*, A Case Study Reduction of Creep Through Polymer Modyfication, Proc. of AAPT, Vol.58, 1989.
- [7] Infrastruktura transportowa a rozwój gospodarczy regionów, Konferencja Świnoujście, 2002 r.
- [8] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych, IBDiM, Warszawa 2001.
- [9] Khaddour N., Badania stabilności i wytrzymałości próbek z mieszanki destruktu asfaltowego z zaprawą cementowo-piaskową pobranych z ul. Piłsudskiego i ul. Północnej w Lublinie (opracowanie na zlecenie LPRD S.A., konsultacja prof. J. Kukiełka), Lublin 10'1997.
- [10] Khaddour N., Badania stabilności i wytrzymałości próbek z mieszanki destruktu asfaltowego z zaprawą cementowo-piaskową pobranych z ul.: Smorawińskiego, Zamojskiej, Placu Bychawskiego i skrzyżowania ul. Smorawińskiego i Spółdzielczości Pracy w Lublinie, (opracowanie na zlecenie LPRD S.A., konsultacja prof. J. Kukiełka), Lublin 09'1998.
- [11] Kukiełka J., Chałabis J., Lubelskie doświadczenia nad zastosowaniem betonów asfaltowocementowych w podbudowach i warstwach wiążących nawierzchni przystanków autobusowych, Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe, V Międzynarodowa Konferencja, Kielce 11-12 maj 1999, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 1999.
- [12] Kukiełka J., *Recykling nawierzchni asfaltowych na zimno z dodatkiem cementu*, Drogownictwo 2/2003.
- [13] Luszawski S., Wojdanowicz S., Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne, WKiŁ, W-wa 1977.
- [14] Mechowski T., Sybilski D., Zawadzki J., Konstrukcja nawierzchni z podbudową z mieszanki mineraln-cementowo-emulsyjnej (MCE), V Międzynarodowa Konferencja "Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe", Kielce 1999 r.

80	Магена Бајак
[15]	Misztal Z., Analiza udziału w ruchu drogowym pojazdów o ponadnormatywnych obcią- żeniach, Diagnoza stanu sieci drogowej polskiej części Euroregionu Bug na tle ruchu drogowego, Euroregion Bug t.5, Norbertinum, Lublin 1997 r.
[16]	Piber H., Den Spurrinnen auf der Spur, Die Asphaltstrasse 6/93.
[17]	Rodney Byles, New live for old roads, Raport z kontraktu, Highways - October 1997.
[18]	Rolla S., Badania materiałów i nawierzchni drogowych, WKL, Warszawa 1979.
[19]	Rolla S., <i>Recykling itp.</i> , Drogownictwo 12/93.
[20]	Saganowski C, Stan techniczny sieci dróg krajowych, Drogownictwo 9/2000.
[21]	Suwara T., Stan techniczny nawierzchni dróg krajowych w 1999r., Drogownictwo 9/2000.
[22]	Sybilski D., Bańkowski W., <i>Wyznaczenia temperatury równoważnej nawierzchni asfaltowej ze względu na zmęczenie w polskich wanunkach klimatycznych</i> , Drogownictwo 6/2004.
[23]	Sybilski D., Jakościowa ocena funkcjonalna asfaltów drogowych, Prace IBDiM nr 4/90.
[24]	Sybilski D., <i>Wpływ rodzaju asfaltu na technologie robót nawierzchniowych i właściwości nawierzchni</i> , Asfalty polskie i zagraniczne, Drogownictwo 9/90.
[25]	Szydło A., Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego, Polski Cement, Kraków 2004.
[26]	Egli U., Ressourceneffizienz im Straβenrecycling, Strassenbau 2/99.
[27]	Youder E., Principles of pavement design, N. York, 1975.
[28]	Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D., Warunki techniczne wykonania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MMCE), Zeszyt I IBDiM nr 61/1999r.
	Mechanical characteristics of Asphalt-Cement Concrete foundations (ACC)

0/

Marzena Bajak

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Chair of Road Engineering, e-mail: m.bajak@pollub.pl

Abstract: Asphalt Cement Concrete (ACC) is a new material. On the basis of Kuhn's paradigm, conventional methods which are proper for similar road pavement materials were applied for studying the ACC. ACC is obtained from cold mixing technology such ingredients as cement-sand mortar or cement-mineral aggregate mortar, or cement-sand-mineral aggregate mortar with recycled Asphalt Concrete (AC) mixture or with recycled Mastic Asphalt (MA) mixture. Quick setting cement (CEM I 52,5 NA) is used in all mentioned cases. Novelty of the presented material is due to existence of two internal bounds - flexibility and rigidity. Such ACC parameters as stiffness, deformability and strength in general depend on type and characteristics of cementitions grout which coats applied recycled asphalt materials and fills mixture's air voids. ACC layer stability may be predicted using viscoelastic model parameters of constitutive relations, including Burgers model, under steady and slow loadings, finally expressed by exponential formulae. This is the research study. Its basic part consists of laboratory and field testing and obtained tests results analysis. Further, road pavements were designed with subbase of ACC with improved performance comparing to typical materials.

Key words: Asphalt-Cement Concrete, stiffness, stability, deformability, pavement, foundation.

Drgania typu galopowania interferencyjnego dwóch walców o przekroju kołowym o tej samej średnicy

Ewa Błazik-Borowa

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Mechaniki Budowli, e-mail: e.blazik-borowa@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono numeryczną analizę galopowania interferencyjnego dwóch sztywnych walców kołowych o równych średnicach ze sprężystym podparciem końców. Podstawą analizy jest model quasi-ustalony tego zjawiska, opracowany w odniesieniu do kołowych przekrojów sekcyjnych walców. Model zakłada, że w procesie galopowania interferncyjnego drgają oba walce, które mają możliwość ruchu w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach każdy czyli każdy z walców ma dwa stopnie swobody. Ruch walców jest opisany układem czterech nieliniowych różniczkowych równań. Na podstawie numerycznego rozwiązania tych równań, potwierdzono poprawność modelu quasi-ustalonego galopowania interfernycjnego przez porównanie wyników obliczeń z badaniami, których wyniki są dostępne w literaturze. Następnie, także na podstawie numerycznych analiz, przedstawiono zależności pomiędzy zredukowaną prędkością krytyczną, przy której mogą wystąpić drgania, od liczby Scrutona, intensywności turbulencji i wzajemnego usytuowania walców.

Słowa kluczowe: interferencja aerodynamiczna, walce kołowe, galopowanie, drgania samowzbudne

1 Wprowadzenie

Obecnie powstaje coraz więcej budowli o nietypowych lub bardzo smukłych kształtach. Uzyskanie odpowiedniej nośności konstrukcji wymaga często wykorzystania m.in. elementów linowych o przekrojach kołowych i właśnie takie rozwiązania są stosowane w mostach wiszących i podwieszanych oraz w wiszących konstrukcjach przekryć. Zastosowanie konstrukcyjnych elementów o przekroju kołowym, które z sobą sąsiadują powoduje, że ulegają one drganiom samowzbudnym, które są spowodowane interfencją aerodynamiczną. Drganiom tego typu mogą także ulec całe budowle, jeżeli są zbyt blisko siebie usytuowane, np. kominy, anteny. Tematem niniejszego opracowania jest galopowanie interferencyjne dwóch budowli smukłych o przekroju kołowym o równych średnicach, zwanych dalej walcami. Celem pracy jest wyznaczenie składowych obciążenia wiatrem walców, a następnie korzystając z tych wielkości ustalenie warunków występowania drgań typu galopowania interferencyjnego oraz analiza tego zjawiska. Wyniki analizy mogą stanowić podstawę do sprawdzenia możliwości wystąpienia drgań konstrukcji lub jej elementów z powodu galopowania interferenyjnego. Galopowaniem interferencyjnym nazywa się drgania walców powstające pod wpływem przepływów bistabilnych. Przepływy te charakteryzują się dwoma możliwymi formami opływu, zmieniającymi się wzajemnie. W przypadku galopowania interferencyjnego możliwymi formami opływu są (por. rys. 1):

- I forma przepływ strugi powietrza w luce pomiędzy walcami;
- II forma- brak przepływu strugi powietrza w luce pomiędzy walcami.



Rys.1. Dwie możliwe formy przepływów bistabilnych.

Fig. 1. Two forms of bistable flows.

W przypadku pierwszej formy przepływu siła aerodynamiczna działa do góry, powodując w odniesieniu do walców podatnych na drgania, przesunięcie głównie walca zawietrznego w kierunku działania siły. Efektem przesunięcia się walców względem siebie jest zmiana formy opływu z I na II oraz zmiana kierunku działania siły, a tym samym przesuwanie się walca zawietrznego w kierunku pierwotnego położenia. Opisany proces powtarza się mniej więcej z częstotliwością równą częstotliwości drgań własnych walców. Zgodnie z podstawowymi zasadami mechaniki na drgające walce, poza siłą aerodynamiczną, działają również siła sprężystości i bezwładności.

Aby wystąpiło galopowanie interferencyjne, walec zawietrzny musi być usta-

wiony tak, aby odległość $L_x/D \in (1.5; 3.5)$, a kąt $\beta \in (5^0; 15^0)$, gdzie: $\beta = \arctan \frac{L_x}{L_y}$ (por. rys.2), D - średnica walców.

Z badań w tunelach aerodynamicznych przedstawionych w pracach [1-9] wynika, że galopowanie interferencyjne charakteryzuje się następującymi cechami:

- istnienie prędkości krytycznej występowania drgań walców;
- rosnąca zależność prędkości krytycznej drgań walców od liczba Scrutona;
- eliptyczny kształt trajektorii drgań obu walców;
- amplitudy drgań walca nawietrznego są na ogół znacznie mniejsze od amplitud drgań walca zawietrznego;
- występowanie histerezy na wykresie amplitud drgań walca zawietrznego uzależnionej od prędkości przepływu przy której występuje dana amplituda.

2 Podstawowe założenia i relacje

Analiza galopowania interferencyjnego została zrealizowana na podstawie modelu quasi-ustalonego tego zjawiska, który został przedstawiony w pracach [10-13].

Model quasi-ustalony opiera się na następujących założeniach:

• walec zawietrzny jest ustawiony tak, aby odległość pomiędzy walcami wynosiła $L_x \in (1.5D; 3.5D)$, a średni kąt natarcia wiatru (kąt pomiędzy osią łączącą walce a średnim kierunkiem natarcia wiatru) $\beta \in (5^0; 15^0)$ (por. rys. 2);

- średnice przekrojów poprzecznych walców są równe;
- walce są modelami sekcyjnymi fragmentów smukłych budowli o przekroju kołowym i stanowią układy o dwóch stopniach swobody;
- globalny układ współrzędnych jest związany ze środkiem walca nawietrznego, a oś x jest równoległa do średniego kierunku wiatru;
- wielkości takie jak: chwilowa prędkość wiatru V_s, składowe chwilowej prędkości wiatru w kierunku osi *x* i *y* – u_s i v_s, chwilowy kąt natarcia wiatru γ_s , są wartościami średnimi z obszaru uśredniania $S=\Delta y \times H$, gdzie: $H=\kappa_1 D$; $\Delta y=\kappa_2 D$ - wymiar rzędu szerokości śladu aerodynamicznego, uformowanego za obydwoma walcami; κ_1 , $\kappa_2 \in (5 \div 10)$. Przestrzenny obszar uśredniania znajduje się przed walcem nawietrznym co najmniej w odległości *D* (rys. 3);
- przemieszczenia walców są opisywane przez składowe wzdłuż osi globalnego układu współrzędnych;
- przepływ jest przepływem lepkim i nieściśliwym;
- lokalne zakłócenia brzegowe są pomijane, problem jest traktowany jako płaski.



Rys. 2. Wzajemne usytuowanie walców, które mogą ulegać galopowaniu interferencyjnemu. Fig. 2. The arrangement of cylinders for which interference galloping can exist.



Rys. 3. Lokalizacja obszaru uśredniania pola przepływu względem walców. Fig. 3. The location of the plane where the velocity is averaged.



b)





Fig. 4. The arrangement of cylinders at the *t* time and the basic symbols; a) symbols for the upstream cylinder; b) symbols for the downstream cylinder.

Składowe obciążenia wiatrem w kierunku osi globalnego układu współrzędnych, działające na walce nawietrzny \breve{W}_x , \breve{W}_y , i zawietrzny W_x , W_y na podstawie odpowiednich zależności trygonometrycznych (por. rys.4) mogą zostać opisane następującymi relacjami: odnośnie do walca nawietrznego:

$$\breve{\mathbf{W}}_{x}(\breve{\alpha}_{r},\breve{\gamma}_{r}) = \left[\breve{\mathbf{W}}_{x_{3}}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\cos\breve{\alpha}_{r} - \breve{\mathbf{W}}_{y_{3}}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\sin\breve{\alpha}_{r}\right]$$
(1)

$$\breve{\mathbf{W}}_{y}(\breve{\alpha}_{r},\breve{\gamma}_{r}) = \left[\breve{\mathbf{W}}_{x_{3}}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\sin\breve{\alpha}_{r} + \breve{\mathbf{W}}_{y_{3}}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\cos\breve{\alpha}_{r}\right]$$
(2)

• odnośnie do walca nawietrznego:

$$\mathbf{W}_{x}(\alpha_{r},\gamma_{r}) = \left[\mathbf{W}_{x_{4}}\left(\gamma_{r}\right)\cos\alpha_{r} - \mathbf{W}_{y_{4}}\left(\gamma_{r}\right)\sin\alpha_{r}\right]$$
(3)

$$\mathbf{W}_{y}(\alpha_{r},\gamma_{r}) = \left[\mathbf{W}_{x_{4}}\left(\gamma_{r}\right)\sin\alpha_{r} + \mathbf{W}_{y_{4}}\left(\gamma_{r}\right)\cos\alpha_{r}\right]$$
(4)

gdzie: $\breve{\mathbf{W}}_{x_3}$, $\breve{\mathbf{W}}_{y_3}$ - składowe obciążenia wzdłuż osi x_3 i y_3 , skierowanych wzdłuż kierunku wektora $\breve{\mathbf{V}}_r$ i w kierunku prostopadłym; \mathbf{W}_{x_4} , \mathbf{W}_{y_4} – składowe obciążenia wzdłuż osi x_4 i y_4 , skierowanych wzdłuż kierunku wektora \mathbf{V}_r i w kierunku prostopadłym (rys.4).

Wartości składowych obciążenia wiatrem: $\mathbf{\tilde{W}}_{x_3}, \mathbf{\tilde{W}}_{y_3}, \mathbf{W}_{x_4}, \mathbf{W}_{y_4}$ są wyznaczane na podstawie następującego wzoru, otrzymanego w wyniku analizy bezwymiarowej:

$$\widetilde{W}_{i}(\widetilde{\gamma}_{r}) = \frac{1}{2} \rho V_{r} D \widetilde{C}_{i}(\widetilde{\gamma}_{r}), \text{ gdzie } i = x_{3}, y_{3}$$
(5)

$$W_i(\gamma_r) = \frac{1}{2} \rho V_r D C_i(\gamma_r) , \text{ gdzie } i = x_4, y_4$$
(6)

gdzie: ρ – gęstość powietrza; $\breve{C}_{x_3}(\breve{\gamma}_r) = \breve{C}_{x_3}^{st}(\breve{\gamma}_r) = \breve{C}_x(\breve{\gamma}_r)$, $\breve{C}_{y_3}(\breve{\gamma}_r) = \breve{C}_{y_3}(\breve{\gamma}_r) = \breve{C}_y(\breve{\gamma}_r)$, $C_{x_4}(\gamma_r) = C_x(\gamma_r)$, $C_{y_4}(\gamma_r) = C_y(\gamma_r) = C_y(\gamma_r)$ – aerodynamiczne statyczne współczynniki oporu i siły bocznej walca nawietrznego i zawietrznego. Wyżej wymienione współczynniki są wyznaczane na podstawie składowych sił aerodynamicznych $\breve{F}_x(\beta)$, $\breve{F}_y(\beta)$, $F_x(\beta)$, $F_y(\beta)$, $F_y(\beta)$, mierzonych w tunelu aerodynamicznym na układzie dwóch niepodatnych na drgania walców ustawionych tak, że kąt pomiędzy średnim kierunkiem napływu oraz osią łączącą środki walców wynosi β , oraz na podstawie średniej prędkości przed tymi walcami czyli

• odnośnie do walca nawietrznego:

$$\breve{C}_{x}\left(\breve{\gamma}_{r}\right) = \frac{\breve{F}_{x}\left(\beta\right)_{\beta=\breve{\gamma}_{r}}}{0.5\rho V_{s}^{2}} \qquad \breve{C}_{y}\left(\breve{\gamma}_{r}\right) = \frac{\breve{F}_{y}\left(\beta\right)_{\beta=\breve{\gamma}_{r}}}{0.5\rho V_{s}^{2}} \tag{7}$$

• odnośnie do walca zawietrznego:

$$C_{x}\left(\gamma_{r}\right) = \frac{F_{x}\left(\beta\right)_{\beta=\gamma_{r}}}{0.5\rho V_{s}^{2}} \qquad C_{y}\left(\gamma_{r}\right) = \frac{F_{y}\left(\beta\right)_{\beta=\gamma_{r}}}{0.5\rho V_{s}^{2}} \tag{8}$$

Zgodnie z modelem quasi-ustalonym galopowania interferencyjnego (por. [10-13]) względne kąty natarcia wiatru walca nawietrznego i zawietrznego są to kąty pomiędzy kierunkiem odpowiedniej względnej prędkości i osią łączącą środki przemieszczonych walców, a są opisane przez następujące równania (por. rys.4):

• odnośnie do walca nawietrznego:

 $\breve{\gamma}=\breve{\gamma}(z,t)=(\beta+\beta_1)-(\alpha_s+\alpha_1)=\beta_r-\breve{\alpha}_r$

$$\breve{\gamma}_{r} = \arctan \frac{L_{x} \tan \beta u_{s} - L_{x} \tan \beta \dot{\xi}_{1} + \eta u_{s} - \eta \dot{\xi}_{1} - v'_{s} L_{x} - v'_{s} \xi + \dot{\eta}_{1} L_{x} + \dot{\eta}_{1} \xi}{L_{x} u_{s} - L_{x} \dot{\xi}_{1} + \xi u_{s} - \xi \dot{\xi}_{1} + L_{x} \tan \beta v'_{s} - L_{x} \tan \beta \dot{\eta}_{1} + \eta v'_{s} - \eta \dot{\eta}_{1}}$$
(9)

• odnośnie do walca zawietrznego:

$$\gamma = \gamma(z,t) = (\beta + \beta_1) - (\alpha_s + \alpha_2) = \beta_r - \alpha_r$$

$$\gamma_r = \arctan \frac{L_x \tan \beta u_s - L_x \tan \beta \dot{\xi_2} + \eta u_s - \eta \dot{\xi_2} - v'_s L_x - v'_s \xi + \dot{\eta}_2 L_x + \dot{\eta}_2 \xi}{L_x u_s - L_x \dot{\xi_2} + \xi u_s - \xi \dot{\xi_2} + L_x \tan \beta v'_s - L_x \tan \beta \dot{\eta_2} + \eta v'_s - \eta \dot{\eta_2}}$$
(10)

gdzie: $\xi = \xi_2 - \xi_1$, $\eta = \eta_2 - \eta_1$.

Zgodnie z założeniem, że oba walce stanowią układ o dwu stopniach swobody, sformułowano równania opisujące ruch tych walców w kierunku osi *x* (średni kierunek wiatru) i *y* (kierunek prostopadły do średniego kierunku wiatru). Prawe strony równań stanowią sumę sił bezwładności, tłumienia i sztywności walców, a lewe strony równań to wartości obciążenia wiatrem. Równania ruchu można zapisać w formie układu czterech nieliniowych równań różniczkowych:

• odnośnie walca nawietrznego:

$$m\ddot{\xi}_{1}(t) + C_{\xi_{1}}\dot{\xi}_{1}(t) + K_{\xi_{1}}\xi_{1}(t) = \frac{1}{H}\int_{0}^{H}W_{\xi_{1}}(z,t)dz = \breve{W}_{x}(t)$$
(11a)

$$m\ddot{\eta}_{1}(t) + C_{\eta_{1}}\dot{\eta}_{1}(t) + K_{\eta_{1}}\eta_{1}(t) = \frac{1}{H}\int_{0}^{H}W_{\eta_{1}}(z,t)dz = \breve{W}_{y}(t)$$
(12a)

• odnośnie walca zawietrznego:

$$m\ddot{\xi}_{2}(t) + C_{\xi_{2}}\dot{\xi}_{2}(t) + K_{\xi_{2}}\xi_{2}(t) = \frac{1}{H}\int_{0}^{H}W_{\xi_{2}}(z,t)dz = W_{x}(t)$$
(11b)

$$m\ddot{\eta}_{2}(t) + C_{\eta_{2}}\dot{\eta}_{2}(t) + K_{\eta_{2}}\eta_{2}(t) = \frac{1}{H}\int_{0}^{H}W_{\eta_{2}}(z,t)dz = W_{y}(t)$$
(12b)

gdzie: gdzie: m – masa walca na jednostkę wysokości; $K_{\xi_1}, K_{\eta_1}, K_{\xi_2}, K_{\eta_2}$, $C_{\xi_1}, C_{\eta_1}, C_{\xi_2}, C_{\eta_2}$ – współczynniki sztywności i tłumienia walca nawietrznego i zawietrznego w kierunku osi x i y; $\xi_1, \eta_1, \xi_2, \eta_2$ – składowe przemieszczenia walców nawietrznego i zawietrznego w kierunku osi x i y; $\dot{\xi}_1, \dot{\eta}_1, \dot{\xi}_2, \dot{\eta}_2$ – składowe prędkości

walców nawietrznego i zawietrznego w kierunku osi x i y; $\ddot{\xi}_1$, $\ddot{\eta}_1$, $\ddot{\xi}_2$, $\ddot{\eta}_2$ – składowe przyśpieszenia walców nawietrznego i zawietrznego w kierunku osi x i y; *H* – wyso-kość walca. Po uwzględnieniu wzorów (1-6) powyższe równania mogą zostać zapisane w następującej formie:

• odnośnie do walca nawietrznego w kierunku osi *x*:

$$m\frac{2}{\rho D}\ddot{\xi}_{1}\left(t\right)+C_{\xi_{1}}\frac{2}{\rho D}\dot{\xi}_{1}\left(t\right)+K_{\xi_{1}}\frac{2}{\rho D}\xi_{1}\left(t\right)+\left(u_{s}\breve{C}_{x}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)-v_{s}\breve{C}_{y}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)-\breve{C}_{x}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\dot{\xi}_{1}\left(t\right)+\breve{C}_{y}\left(\breve{\gamma}_{r}\right)\dot{\eta}_{1}\left(t\right)\right)\sqrt{\left(u_{s}-\dot{\xi}_{1}\left(t\right)\right)^{2}+\left(v_{s}-\dot{\eta}_{1}\left(t\right)\right)^{2}}=0$$
(13)

odnośnie do walca nawietrznego w kierunku osi y:

$$m\frac{2}{\rho D}\ddot{\eta}_{1}(t) + C_{\eta_{1}}\frac{2}{\rho D}\dot{\eta}_{1}(t) + K_{\eta_{1}}\frac{2}{\rho D}\eta_{1}(t) + (v_{s}\breve{C}_{x}(\breve{\gamma}_{r}) + u_{s}\breve{C}_{y}(\breve{\gamma}_{r}) - \breve{C}_{y}(\breve{\gamma}_{r})\dot{\xi}_{1}(t) - \breve{C}_{x}(\breve{\gamma}_{r})\dot{\eta}_{1}(t))\sqrt{(u_{s} - \dot{\xi}_{1}(t))^{2} + (v_{s} - \dot{\eta}_{1}(t))^{2}} = 0 \quad (14)$$

• odnośnie do walca zawietrznego w kierunku osi *x*:

$$m\frac{2}{\rho D}\ddot{\xi}_{2}(t) + C_{\xi^{2}}\frac{2}{\rho D}\dot{\xi}_{2}(t) + K_{\xi_{2}}\frac{2}{\rho D}\xi_{2}(t) + (u_{s}C_{x}(\gamma_{r}) - v_{s}C_{y}(\gamma_{r}) - C_{x}(\gamma_{r})\dot{\xi}_{2}(t) + C_{y}(\gamma_{r})\dot{\eta}_{2}(t))\sqrt{(u_{s} - \dot{\xi}_{2}(t))^{2} + (v_{s} - \dot{\eta}_{2}(t))^{2}} = 0$$
(15)

• odnośnie do walca zawietrznego w kierunku osi *y*:

$$m\frac{2}{\rho D}\ddot{\eta}_{2}(t) + C_{\eta_{2}}\frac{2}{\rho D}\dot{\eta}_{2}(t) + K_{\eta_{2}}\frac{2}{\rho D}\eta_{2}(t) + -\left(v_{s}C_{x}(\gamma_{r}) + u_{s}C_{y}(\gamma_{r}) - C_{y}(\gamma_{r})\dot{\xi}_{2}(t) - C_{x}(\gamma_{r})\dot{\eta}_{2}(t)\right)\sqrt{\left(u_{s} - \dot{\xi}_{2}(t)\right)^{2} + \left(v_{s}^{*} - \dot{\eta}_{2}(t)\right)^{2}} = 0 \quad (16)$$

gdzie: u_s i v'_s - uśrednione przestrzennie składowe prędkości wiatru w kierunku x i y; $\breve{C}_x(\breve{\gamma}_r), \breve{C}_y(\breve{\gamma}_r), C_x(\gamma_r), C_y(\gamma_r)$ – aerodynamiczne statyczne współczynniki oporu i siły bocznej walca nawietrznego i zawietrznego.

Jak widać równania te są nieliniowe oraz od siebie zależne. Wzajemne sprzężenie równań wynika stąd, że występujące we wzorach względne kąty natarcia zależą od wszystkich czterech niewiadomych.

3 Stosowane metody obliczeniowe

W niniejszej pracy galopowanie interferencyjne jest analizowane na podstawie rozwiązań numerycznych układu równań różniczkowych (13-16). Układ czterech równań różniczkowych drugiego rzędu został zastąpiony układem ośmiu równań pierwszego rzędu. A następnie tak zmodyfikowany układ równań został rozwiązany metodą Rungego-Kutty szóstego rzędu.

Nieliniowe wykresy aerodynamicznych współczynników statycznych przyjęto na podstawie wyników badań dostępnych w pracy [2] jako funkcje względnego kąta natarcia wiatru. Te nieliniowe funkcje zostały zastąpione liniami łamanymi. Pole przepływu zostało wygenerowane w ośmiu punktach płaszczyzny, znajdującej się przed walcami, i jest reprezentowane przez osiem sprzężonych ze sobą procesów losowych. Rozmieszczenie punktów jest pokazane na rys. 3. Składowe prędkości wiatru u_s i v_s , stosowane w obliczeniach, są wartościami średnimi z tych ośmiu procesów losowych.

Walce, będące przedmiotem obliczeń, modelują fragmenty lin mostu wantowego w Pradze. Wyniki pomiarów drgań tych want zostały zaprezentowane w pracy [9] i na podstawie tej pracy, przyjęto następujące parametry:

- średnica walców D=0.168 m;
- masa na jednostkę długości *m*=87.7 kg/m;
- częstotliwość drgań własnych walca ω_o= 6.41 rad/s;
- współczynniki sztywności $K_{\varepsilon_1} = K_{n^1} = K_{\varepsilon_2} = K_{n^2} = 3500 N / m$;
- gęstość powietrza *ρ*=1.25 kg/m³.

Pozostałe parametry, takie jak: logarytmiczny dekrement tłumienia, odległość pomiędzy walcami i kąt natarcia wiatru, zmieniano w zależności od potrzeb i badanych zagadnień.

4 Weryfikacja modelu quasi-ustalonego

Weryfikacja modelu będzie polegała na porównaniu wyników analiz numerycznych i wyników badań z literatury. Pierwszym przykładem będzie porównanie wyników obliczeń z wynikami badań przeprowadzonymi w tunelu aerodynamicznym. Natomiast drugim przykładem będzie porównanie wyników obliczeń z pomiarami drgań typu galopowania interferencyjnego want mostu w Pradze, które zostały przeprowadzone na istniejącym obiekcie.

Na rys. 5 pokazane są wykresy zredukowanej prędkości krytycznej w funkcji liczby Scrutona, będące wynikami obliczeń teoretycznych i badań w tunelu aerodynamicznym (por. praca [3]). Na tym rysunku widać, że wszystkie funkcje przedstawiają rosnącą funkcję liczby Scrutona, z tym że czym jest większa liczba Scrutona tym bardziej są zbliżone wyniki obliczeń do wyników badań. Spośród wyników obliczeń najbardziej zbliżony do wyników badań jest wykres nr 4. Prawdopodobnie wynika to stąd, że otrzymano go przy podobnej intensywności turbulencji, jaka występowała podczas badań, a więc warunki modelowane w analizie numerycznej były najbardziej zbliżone do warunków rzeczywistych.



Rys. 5. Wykresy zredukowanej prędkości krytycznej w funkcji liczby Scrutona: 1 – wyniki badań przedstawione w pracy [3] przy I_u=1%; 2 – wartości obliczone na podstawie równania

$$U_{r}^{kr} = \frac{2 Sc}{\frac{\partial C_{y}(\gamma_{s})}{\partial \gamma_{s}}} |_{\gamma_{s}=\beta} - C_{x}(\beta) \quad \text{(por. prace [10-12]), gdzie: } - C_{x}(\beta), \left. \frac{\partial C_{y}}{\partial \gamma_{s}} \right|_{\gamma_{s}=\beta} - \text{statyczny}$$

współczynnik oporu i pochodna statycznego współczynnika siły bocznej walca zawietrznego przy średnim kącie natarcia wiatru; 3 – wyniki obliczeń numerycznych przy przepływie ustalonym; 4 – wyniki obliczeń numerycznych przy przepływie o I_u =1%.

Fig. 5. The graph of the reduced velocity as the functions Scruton number: 1 - measure-ment results on the base of paper [3] at $I_u=1\%$; 2 - values obtained from the formulae

$$U_{r}^{kr} = \frac{2 Sc}{\frac{\partial C_{y}(\gamma_{s})}{\partial \gamma_{s}}} |_{\gamma_{s}=\beta} - C_{x}(\beta) \quad \text{(comp. paper [10-12]), where: } - C_{x}(\beta), \left. \frac{\partial C_{y}}{\partial \gamma_{s}} \right|_{\gamma_{s}=\beta} - \text{static}$$

drag coefficient and derivative of the lift coefficients for downstream cylinder at the averaged angle of wind attack; 3 - calculation results at the steady flow; 4 - calculation results at the unsteady flow with $I_u=1\%$.

Na rys. 6 widoczne są trajektorie ruchu walców: nawietrznego i zawietrznego podczas galopowania interferencyjnego. W pierwszym przypadku drgania walców wystąpiły przy prędkości wiatru $\overline{u}_s = 4.5$ m/s; w drugim przy $\overline{u}_s = 6$ m/s oraz w trzecim przypadku przy $u_s \in (0;5.5)$ m/s. W dwóch pierwszych przypadkach podane wartości prędkości są prędkościami krytycznymi w danym przykładzie. Należy tu zwrócić uwagę, że w badaniach naturalnych nie ma ścisłej wartości prędkości krytycznej. Ta sama sytuacja występuje również w obliczeniach przy $I_u=12\%$. Granica pomiędzy prędkościami przepływu, przy których nie występują drgania a prędkościami przy których występują, zaciera się wraz ze wzrostem intensywności turbulencji. Oznacza to, że przy dużych intensywnościach turbulencji tylko się szacuje zredukowaną prędkość krytyczną, określenie dokładnej wartości jest niemożliwe.



- Rys. 6. Trajektorie ruchu walców: nawietrznego i zawietrznego, otrzymane na podstawie: a) pracy [9]; b) obliczeń przy przepływie ustalonym u
 _s = 4.5 m/s; c) obliczeń przy przepływie o I_u=12% u
 _s = 6 m/s.
- Fig. 6. The movement trajectory for upstream and downstream cylinders obtained from: a) paper [9]; b) calculation at the steady flow for $\overline{u}_s = 4.5$ m/s; c) calculation at $I_u=12\%$ for $\overline{u}_s = 6$ m/s.

5 Galopowanie interferencyjne przy przepływie ustalonym

Poniżej przedstawiono obliczenia, które zostały wykonane przy przepływie ustalonym. Składowa prędkości wiatru wzdłuż osi *x* jest stała (u_s =const), a składowa prostopadła jest równa zeru ($v'_s = 0$). Te założenia pozwalają na znaczne skrócenie czasu obliczeń numerycznych, a otrzymane wyniki pozwalają na jednoznaczne wyznaczenie zredukowanej prędkości krytycznej. Wyniki analiz drgań walców, przy różnych ustawieniach walców i różnych liczbach Scrutona, mogą być przedstawione jako wykresy zredukowanej prędkości krytycznej w funkcji liczby Scrutona. Wykresy te są prawie liniowe i mogą być interpolowane przez proste o równaniu $U_r^{kr} = \psi Sc$, zawierające, poza wyznaczonymi punktami, również punkt o współrzędnych Sc=0 i $U_r^{kr} = 0$. Zestawienie wszystkich współczynników ψ zostało pokazane w formie rys. 7, na którym widoczne są linie łączące punkty o tej samej wartości omawianego współczynnika. Linia przerywana jest granicą obszaru występowania galopowania interferencyjnego przy przepływie ustalonym.

Przepływ powietrza w rzeczywistości jest przepływem nieustalonym. Dlatego informacje, znajdujące się na rys. 7, mogą być użyte w praktyce inżynierskiej dopiero po sprawdzeniu wpływu intensywności turbulencji na galopowanie interferencyjne.

Na podstawie wyników analiz numerycznych zauważono również, że:

- zredukowana prędkość konstrukcji nie zależy od częstości drgań własnych walców i sztywności podparcia walców;
- trajektorie drgań walca zawietrznego przybierają kształt elipsy, nachylenie dłuższej osi głównej zmienia się od -90° do +90° w zależności od zredukowanej prędkości przepływu;
- częstotliwość drgań walca zawietrznego jest rosnącą funkcją sztywności podparcia walców;
- pod wpływem przepływów bistabilnych walce drgają z częstotliwością zbliżoną do częstotliwości drgań własnych konstrukcji.



Rys. 7. Obszar galopowania interferencyjnego z liniami łączącymi punkty o tej samej wartości współczynnika ψ, gdzie ψ = U^{kr}_r / Sc przy przepływie ustalonym.
 Fig. 7. The region of interference galloping and the lines joining points of the same value of coef-

Fig. 7. The region of interference galloping and the lines joining points of the same value of coefficient ψ , where $\psi = U_r^{kr} / Sc$ for the steady flow.

6 Wpływ intensywności turbulencji na galopowanie interferencyjne walców

Na rys. 5 widać, że wzrost intensywności turbulencji przepływu powoduje wzrost zredukowanej prędkości krytycznej. Różnica pomiędzy wartością prędkości krytycznej przy przepływie ustalonym i nieustalonym zależy od liczby Scrutona.



Rys. 8. Wykres zredukowanej prędkości krytycznej U_r^{kr} jako funkcji intensywności turbulencji I_u i odległości między walcami L_x/D i L_y/D .

Fig. 8. The dependence between the reduced critical velocity U_r^{kr} and the turbulence intensity I_u and the arrangement of cylinders L_x/D i L_y/D .

Na rys. 6 pokazano trajektorie ruchu walców podczas galopowania interferencyjnego pod wpływem przepływu ustalonego i turbulentnego. Na rys. 6a walec zawietrzny przesuwa się po elipsie, natomiast na rys. 6b i 6c widać, że turbulencja przepływu powoduje, że drgania walca zawietrznego stają się nieregularne, a maksymalne przemieszczenia walców są mniejsze. Należy również zauważyć, że we wszystkich przypadkach (rys. 6a, 6b i 6c) przemieszczenia walca nawietrznego są znacznie mniejsze od przemieszczeń walca zawietrznego.

O znaczeniu intensywności turbulencji można powiedzieć więcej na podstawie rys. 8 i rys. 9. Na rysunkach tych widać na przykład, że zredukowana prędkość krytyczna jest nieliniową rosnącą funkcją intensywności turbulencji I_u .

Rys. 8 przedstawia zredukowaną prędkość krytyczną bezpośrednio jako funkcję intensywności turbulencji. Na rysunku tym znajdują się dwa wykresy odnośnie do walca zawietrznego ustawionego poza obszarem przepływów bistabilnych i dwa wykresy odnośnie do walca zawietrznego ustawionego wewnątrz takiego obszaru.

Okazuje się, że jeżeli walec zawietrzny znajduje się poza obszarem występowania galopowania interferencyjnego (por. rys. 7), to przy przepływie turbulentnym również może wystąpić galopowanie interferencyjne. Przy przepływie ustalonym i przepływie nieustalonym z małą intensywnością turbulencji drgania walców wystąpią, jeżeli zostaną wymuszone. Przy intensywności turbulencji większej niż 10% ruch walców jest wywoływany przez zaburzenia przepływu.

Rys. 9 pokazuje wykresy wartości zredukowanych prędkości krytycznych jako funkcje liczby Scrutona przy różnych intensywnościach turbulencji. Przy większych

intensywnościach turbulencji omawiane wykresy "podnoszą się do góry". Na podstawie rys. 5 i rys. 9 można stwierdzić, że czym większa jest liczba Scrutona, tym turbulencja przepływu ma mniejszy wpływ na zredukowaną prędkość krytyczną. Należy również zwrócić uwagę, że przy Sc dążącym do zera, zostaje zaburzony prawie liniowy przebieg wykresów.



- Rys. 9. Zależność zredukowanej prędkości krytycznej U_r^{kr} od intensywności turbulencji I_u i liczby Scrutona *Sc* wg modelu quasi-ustalonego i EUROCODE [14] przy $L_x/D=2.5$, $\beta=10^{\circ}$.
- Fig. 9. The dependence between the reduced critical velocity U_r^{kr} and the turbulence intesity I_u and and the Scurton number *Sc* for the quasi-steady model and EUROCODE [14] at $L_x/D=2.5$, $\beta=10^{\circ}$.

7 Wnioski końcowe

Na podstawie przedstawionych wyników obliczeń numerycznych można sformułować następujące wnioski:

- 1. Analizy numeryczne z wykorzystaniem modelu quasi-ustalonego potwierdziły cechy galopowania interferencyjnego stwierdzone w badaniach w tunelu aerodynamicznym.
- 2. Wyniki obliczeń nie przedstawione w niniejszym opracowaniu, a zawarte w pracy doktorskiej Ewy Błazik-Borowej, wykazały poprawność modelu quasi-ustalonego jako modelu zjawiska fizycznego. M.in. stwierdzono, że zgodnie z prawami fizyki amplituda drgań walców jest funkcją malejącą sztywności podparcia walców.
- 3. Prezentowane porównania wyników badań i obliczeń potwierdzają poprawność modelu quasi-ustalonego galopowania interferencyjnego (rys.5, rys.6) odnośnie do modelu sekcyjnego i elementów, w których można pominąć zginanie (np.: wanty mostowe).
- 4. Aby otrzymać wyniki analiz numerycznych galopowania interferencyjnego najbardziej zbliżone do rzeczywistych wartości należy uwzględniać wpływ intensywności turbulencji. Jednak przy liczbach Scrutona większych od pewnej granicznej wartości zredukowaną prędkość krytyczną wiatru można oszacować na podstawie wyników obliczeń otrzymanych przy przepływie ustalonym i można tą wartość stosować w praktyce inżynierskiej. Ta graniczna wartość liczby Scrutona zależy od założonej dokładności oszacowania prędkości krytycznej.

- 5. Na rys. 10 przedstawiono wykres błędu wyznaczania prędkości krytycznej odnośnie do różnych rodzajów konstrukcji, ustawionych tak, że $L_x/D=2.5$ a $\beta=10^{\circ}$. Na rysunku tym przedstawiono dwa wykresy:
 - porównanie wyników analiz numerycznych otrzymanych przy przepływie ustalonym z wynikami otrzymanymi przy uwzględnieniu intensywności turbulencji (I_u =16 %);
 - porównanie wartości zredukowanych prędkości krytycznych, które zostały otrzymane na podstawie EUROCODE [14] i analiz numerycznych, uwzględniających intensywność turbulencji (I_u =16 %).

Biorąc pod uwagę powyższe wnioski oraz wyniki przedstawione na rys.10 można stwierdzić, że w przypadku budowli smukłych, w których zginanie ma mały wpływ na ich pracę mechaniczną oraz dużych liczbach Scrutona (np.: *Sc*>30), wyznaczenie prędkości krytycznej może zostać wykonane na podstawie rys.7 czyli wykorzystać wyniki z obliczeń numerycznych przy przepływie ustalonym. Aby wyznaczyć prędkość krytyczną przepływu, przy liczbach Scrutona budowli rzędu 20 i niższych, należy wykonać dodatkowe analizy numeryczne z uwzględnieniem intensywności turbulencji przepływu.



Rys. 10. Wykresy wartości błędów wyznaczania prędkości krytycznej odnośnie do różnych wartości liczby *Sc*, ustawionych tak, że $L_x/D=2.5$ a $\beta=10^{\circ}$ wg modelu quasi-ustalonego i EUROCODE [14].

Fig. 10. The graph of errors for determination of the critical velocity for different Scruton numbers for the quasi-steady model and EUROCODE [14] at $L_x/D=2.5$, $\beta=10^{\circ}$.

W przyszłości należy sprawdzić wpływ zginania smukłych budowli o przekroju kołowym na podstawowe cechy galopowania interferencyjnego. W związku z tym, że prędkość krytyczna nie zależy od sztywności budowli i częstotliwości drgań własnych należy się spodziewać, że zginanie nie będzie miało wpływu na prędkość krytyczną przepływu, wywołującą drgania. Zginanie ma jednak wpływ na drgania budowli w trakcie galopowania interferencyjnego tychże budowli, i jeżeli wpływ ten okaże się znaczny, to należy nadal rozwijać model galopowania interferencyjnego uwzględniając postacie drgań własnych walców. Wymieniony model został zbudowany odnośnie do walców o tej samej średnicy i tylko odnośnie do jednego szczególnego zjawiska jakim jest galopowanie interferencyjne. Wyniki badań w tunelach aerodynamicznych, dotyczące walców o różnych średnicach [15], świadczą o tym że w przypadku takiego zestawienia walców również występuje galopowanie interferencyjne. Model quasi-ustalony galopowania interferencyjnego jest tak zbudowany, że w przyszłości będzie go można uogólnić na walce o różnych średnicach. Niestety do dnia dzisiejszego nie zostały wykonane pełne pomiary współczynników aerodynamicznych odnośnie do układu dwóch walców, które są niezbędne do analiz numerycznych galopowania interferencyjnego.

Tematem otwartym pozostaje również modelowanie pozostałych zjawisk interferencji aerodynamicznej, tak aby badania w tunelach aerodynamicznych przeprowadzone odnośnie do walców o tych samych bądź różnych średnicach mogły posłużyć do oszacowania obciążenia wiatrem przy projektowaniu sąsiadujących ze sobą dwóch dowolnych smukłych budowli o przekroju kołowym.

Literatura

- [1] Zdravkovich M.M., *Review of Interference Induced Oscillations in Flow Past Two Parallel Circular Cylinders in Various Arrangements*, Seventh International Conference on Wind Engineering, vol.2, Aachen 1987, str.51-66.
- [2] Zdravkovich M.M. i Pridden D.L., *Interference Between Two Identical Circular Cylinders, Series of Unexpected Discontinuities*, Journal of Industrial Aerodynamics, 1977, str. 255-270.
- [3] Zdravkovich M.M. i E.Medeiros E., *Effect of Damping on Interference-Induced Oscillations of Two Identical Circular Cylinders*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1991, str.197-211.
- [4] Ruscheweyh H., Interferenz Zwischen Bauwerken, Beiträge zur Anwendung der Aeroelastik im Bauwesen, Heft 13, München 1979, str.49-59.
- [5] Ruscheweyh H., *Dynamische Windwirkung durch Interferenz an benachbarten schlanken Bauwerken*, Konstruktiver Ingenieurbau berichte 35/36, Essen 1981, str.60-65.
- [6] Ruscheweyh H. i Dielen B., *Interference Galloping Investigations Concerning the Phase Lag of the Flow Switching*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.41-44 1992, str. 2047-2056.
- [7] Matsumoto M. i in., *Aerdynamic Instabilities of Twin Circular Cylinders*, The International Colloqium on Bluf Body Aerodynamics and Its Applications, Kyoto 1988, str.91-100.
- [8] Shiraishi N., Matsumoto M. i Shirato H., On Aerodynamic Instabilities of Tandem Structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.23, 1986, str.437-447.
- [9] Studničkova M., *Induced Vibrations of Leeward Ropes A Practical Example*, East European Conference on Wind Engineering, Part 1 vol.3 , Warszawa 1994, str.157-167.
- [10] Błazik-Borowa E. i Flaga A., *Modelling of Aerodynamic Loads on a Downstream Cylinder Caused by Bistable Flow Between Two Circular Cylinders*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.65, 1996, str. 361-370.
- [11] Błazik-Borowa E. i Flaga A., Quasisteady Models of Aerodynamic Loads on Two Circular Cylinders in Staggered Arrangement, Ninth International Conference on Wind Engineering, "Retrospect and Prospect", vol.1, New Delhi 9-13 styczeń 1995, str.95-107.
- [12] Błazik-Borowa E., Flaga.A i Kazakiewicz M., Problemy interferencji aerodynamicznej dwóch walców kołowych, Archiwum Inżynierii Lądowej, Studia z Zakresu Inżynierii Lądowej, zeszyt nr 42, Warszawa 1997.

- [13] Błazik-Borowa E. i Flaga A., Numerical Analysis of the Interference Galloping of Two Identical Circular Cylinders at Unsteady Flow, 2EACWE, Genua 22-26 czerwiec 1997, str.1815-1822.
- [14] EUROCODE 1: Part 6, Wind Loading. Draft, December 1993.
- [15] Medeiros E. i Zdravkovich M.M., *Interference Induced Oscillations of two unequal Cylinders*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.41-44, 1992, str.753-762.

The interference galloping of two circular cylinders with equal diameters

Ewa Błazik-Borowa

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Department of Structural Mechanics, e-mail: e.blazik-borowa@pollub.pl

Abstract: The paper deals with numerical analyses of interference galloping of two elasticcaly supported circular cylinders of equal diameters. The basis of the analyses is a quasi-steady model of this phenomenon. The model assumes that both cylinders participate in the process of interference galloping and they have two degrees of freedom. The movement of the cylinders is described as a set of four nonlinear differential equations. On the basis of numerical solutions of these equations the author evaluate the correctness of this quasi-steady model. Then they estimate the dependence of a critical reduced velocity on the Scruton number, turbulence intensity and arrangements of the cylinders.

Key words: aerodynamic interference, circular cylinders, interference galloping, semi-induced vibration.

Aerodynamika masztów z odciągami

Jarosław Bęc

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Mechaniki Budowli, e-mail: j.bec@pollub.pl

Streszczenie: W niniejszym artykule przedstawiono analizę odpowiedzi masztów z odciągami na działanie wiatru, z uwzględnieniem innych wpływów środowiskowych tj. oblodzenia i działań termicznych. Zastosowano model obliczeniowy oparty na teorii quasi-ustalonej. Założono, że przemieszczenia węzłów masztu mogą zostać wyrażone przez kombinację liniową przemieszczeń w reprezentatywnych postaciach drgań własnych. Stworzony został specjalny program komputerowy służący do analizy konstrukcji tego typu. Wykazany został znaczący wpływ doboru reprezentatywnych postaci drgań masztu na uzyskaną odpowiedź. Wyniki obliczeń zostały porównane z rezultatami otrzymanymi przy użyciu procedur zawartych w Eurokodzie 3. Składowa dynamiczna odpowiedzi masztu na działanie wiatru wyznaczona za pomocą własnej metody stanowi około połowy wartości obliczonej według procedury normowej.

Słowa kluczowe: Maszty z odciągami, działanie wiatru, działania środowiskowe, teoria quasi-ustalona

1. Wprowadzenie

Wśród konstrukcji inżynierskich typu wieżowego, które służą do utrzymywania urządzeń nadawczo-odbiorczych stosowanych w łączności radiowej i telewizyjnej, można wyróżnić dwa podstawowe typy, tj. wieże wolnostojące i maszty z odciągami. Zastosowanie masztów pozwala na bardziej ekonomiczne projektowanie konstrukcji, jednak ich wadą pozostaje konieczność zabezpieczenia wystarczającej powierzchni z uwagi na zakotwienia odciągów w gruncie.

Budowle tego typu mogą osiągać znaczne rozmiary. Wysokość największych spośród nich przekracza nawet 600 m. Rekordowy pod tym względem na świecie maszt o wysokości 646 m zlokalizowany był na terytorium Polski, w Gąbinie. Była to najwyższa konstrukcja kiedykolwiek wzniesiona przez człowieka. Maszt ten uległ awarii w roku 1991 na skutek błędów podczas prac remontowych – wymiany skorodowanych odciągów.

W niniejszym artykule przedstawiony został temat aerodynamiki masztów z odciągami. Uwzględnione zostały także inne działania środowiskowe, takie jak oblodzenie i działanie temperatury. Modelowanie obciążenia wiatrem przyjęto według wzorów teorii quasi ustalonej. Odpowiedź konstrukcji przyjęto jako kombinację liniową wybranych, reprezentatywnych postaci drgań własnych.

Opracowany został system pozwalający na analizę masztu z odciągami wg teorii quasi-ustalonej. Założono zarówno wykorzystanie procesorów systemu metody elementów skończonych Algor i wcześniej stworzonych w Katedrze Mechaniki Budowli Politechniki Lubelskiej programów, a także zbudowanie niezbędnych pozostałych elementów. Wśród nich znajduje się moduł pozwalający na statyczną analizę nieliniową konstrukcji (w oparciu o pliki wejściowe procesora ACUPAKO systemu Algor) z uwzględnieniem zmieniających się współczynników aerodynamicznych, co jest rezultatem odkształceń masztu oraz w konsekwencji zmiany względnego kąta napływu wiatru. Innym elementem systemu, który musiał zostać stworzony jest moduł pozwalający na dynamiczną analizę masztu pod turbulentnym działaniem wiatru z uwzględnieniem sprzężeń aerodynamicznych.

Wykazano bardzo duży wpływ wyboru reprezentatywnych postaci drgań własnych na odpowiedź konstrukcji masztu, zarówno w przemieszczeniach jak i w siłach wewnętrznych. Analiza aerodynamiczna powinna zostać zatem poprzedzona wnikliwą analizą modalną, która umożliwi właściwy dobór reprezentatywnych postaci drgań własnych.

Dokonana została także ocena wpływu innych działań środowiskowych na odpowiedź masztu przy dynamicznym działaniu porywów wiatru. Wykazano, że następuje co najwyżej zmiana wartości sił i wielkości przemieszczeń, nie występuje jednak jakościowa zmiana odpowiedzi. Nie ma także istotnego wpływy pozostałych obciążeń środowiskowych na sposób postępowania w analizie aerodynamicznej.

Porównanie otrzymanych wyników z rezultatami uzyskanymi na podstawie przepisów normowych (Eurocode 3) pozwoliło na sformułowanie wniosków o istnieniu znacznych zapasów bezpieczeństwa przy obliczaniu masztów w oparciu o istniejące dokumenty.

2. Obciążenia środowiskowe

2.1 Działanie wiatru

Profil potęgowy prędkości wiatru (rys. 1) może zostać opisany wzorem:

$$\overline{v}(z) = \overline{v}(10m) \left(\frac{z}{10m}\right)^{\alpha} \qquad \text{dla } z \le z_g$$

$$\overline{v}(z) = \overline{v}(10m) \left(\frac{z_g}{10m}\right)^{\alpha} \qquad \text{dla } z > z_g$$
(1)

gdzie: $\overline{v}(z)$ – średnia prędkość wiatru na wysokości z, $\overline{v}(10m)$ – średnia prędkość wiatru na wysokości 10 m n.p.t., α – wykładnik zależny od chropowatości terenu, z_g – wysokość wiatru gradientowego.

Profil logarytmiczny wiatru można opisać za pomocą następującej formuły:

$$\frac{\overline{v}\left(z_{2}\right)}{\overline{v}\left(z_{1}\right)} = \frac{\ln z_{2} - \ln z_{0}}{\ln z_{1} - \ln z_{0}}$$

$$\tag{2}$$

gdzie: z_0 – parametr szorstkości terenu.

. .

Wielkość fluktuacji wiatru jest określana za pomocą odchylenia standardowego prędkości wiatru σ_v (lub odchyleń standardowych składowych prędkości $\sigma_{v_v}, \sigma_{v_v}, \sigma_{v_v}, \sigma_{v_v}$) i intensywności turbulencji:

$$I_{v}(z) = \frac{\sigma_{v}(z)}{\overline{v}(z)}$$
(3)

Intensywność turbulencji przedstawia się również w postaci:

$$I_v = \frac{1}{3} \frac{\sigma_{v_x} + \sigma_{v_y} + \sigma_{v_z}}{\overline{v}}$$

$$\tag{4}$$



Rys. 1. Profile potęgowe wiatru. Fig. 1. Exponential wind profiles.

Prędkość wiatru w ustalonym punkcie przestrzeni, będąc wynikiem losowego nałożenia się na siebie różnych cyrkulacji atmosfery jest procesem stochastycznym o dość skomplikowanej strukturze amplitudo-częstotliwościowej. Pełny opis struktury wiatru dają funkcje korelacyjne i funkcje gęstości widmowej mocy. Rozważając prędkość wiatru jako przestrzenno-czasowy proces stochastyczny można wyznaczyć następujące funkcje korelacji:

• czasową funkcję korelacji własnej (autokorelacji):

$$R_{i}\left(\mathbf{r},\tau\right) = R_{ii}\left(\mathbf{r},\tau\right) = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v_{i}\left(\mathbf{r},t\right) v_{i}\left(\mathbf{r},t+\tau\right) dt$$
(5)

• przestrzenną funkcję korelacji wzajemnej:

$$R_{ij}(\mathbf{r}) = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v_i(\mathbf{r}_1, t) v_j(\mathbf{r}_1 + \mathbf{r}, t) dt$$
(6)

• przestrzenno-czasową funkcję korelacji wzajemnej:

$$R_{ij}(\mathbf{r},\tau) = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v_i(\mathbf{r}_1, t) v_j(\mathbf{r}_1 + \mathbf{r}, t + \tau) dt$$
(7)

Gęstość widmową mocy prędkości wiatru próbowano przybliżyć wieloma empirycznymi wzorami, stąd też w literaturze można spotkać wiele różnych wzorów empirycznych, określających gęstość widmową mocy. Różnice we wzorach wynikają nie tylko z powodu metod interpolacji wyników pomiarów, ale głównie są efektem różnych struktur wiatru w różnych rejonach świata.

Wzory opisujące gęstość widmową mocy można podzielić na dwie grupy:

- spektra niezależne od wysokości;
- spektra zależne od wysokości.

Jednostronnym spektrum mocy niezależnym od wysokości jest przykładowo spektrum Davenporta [8]:

$$\frac{f G_i^v \left(f\right)}{v_*^2} = 4 \frac{x_1^2}{\left(1 + x_1^2\right)^{4/3}}; \ x_1 = \frac{L f}{\overline{v} \left(10\right)}; L=1200 \text{ m}$$
(8)

Jednostronnym spektrum gęstości mocy, zależnym od wysokości jest spektrum Simiu [15]:

$$\frac{f G_i(z, f)}{v_*^2} = \frac{200x}{\left(1 + 50x\right)^{5/3}}; \ x = \frac{z f}{\overline{v}(z)}$$
(9)

2.2. Obciążenie oblodzeniem

Obciążenie oblodzeniem może być jednym z najbardziej niebezpiecznych działań w odniesieniu do masztów z odciągami. Wpływ tego obciążenia jest szczególnie istotny w przypadku elementów konstrukcji, których wymiary są małe, takich jak anteny lub odciągi. Wynika to z faktu, że grubość osadzanego lodu jest niezależna od wymiarów przekroju poprzecznego elementu. Oblodzona kratowa konstrukcja trzonu masztu może również zostać wystawiona na działanie wiatru. W wyniku zmiany współczynników aerodynamicznych i szczególnie powierzchni eksponowanej na działanie wiatru siły aerodynamiczne mogą być znacznie większe, niż w przypadku trzonu nieobciążonego oblodzeniem. Asymetryczny kształt osadu lodowego powoduje także zmianę charakteru opływu wiatru, co jest szczególnie istotne, gdy zajmujemy się zachowaniem odciągów masztu.

Obciążenie oblodzeniem należy analizować w kombinacjach z innymi działaniami środowiskowymi, tj. działaniem wiatru i działaniem temperatury. Kombinacje oblodzenia z działaniem wiatru powinny być szczególnie dokładnie rozważone z uwzględnieniem poniższych uwag:

- niesymetryczne oblodzenie i wynikająca z niego zmiana współczynnika aerodynamicznego;
- zmiana średnic i powierzchni jako efekt oblodzenia;
- redukcja ciśnienia prędkości wiatru.

2.3. Obciążenie temperaturą

Działanie temperatury najczęściej analizuje się jako ogrzanie lub oziębienie elementów konstrukcji w stosunku do temperatury montażu. Równomierne działanie temperatury zazwyczaj nie powoduje znaczących sił w konstrukcji masztu. Wpływ zmian temperatury jest szczególnie istotny w przypadku połączenia elementów o znacznie różniącym się współczynniku rozszerzalności termicznej. W obliczeniach komputerowych obciążenie temperaturą modelowane jest jako odpowiednie dodatkowe wydłużenie lub skrócenie wstępne elementów konstrukcji.

3. Procedura obliczeniowa

W celu dokonania obliczeń aerodynamicznych masztów z odciągami, stworzony został odpowiedni model fizyczny i matematyczny zagadnienia, a następnie algorytm oraz program komputerowy, który pozwala na ujęcie obliczeniowe działania wiatru wg teorii quasi-ustalonej. Główne etapy postępowania przy obliczaniu konstrukcji z uwzględnieniem działania wiatru zostały przedstawione na rys. 2.





3.1. Modele konstrukcji

Pierwszym modelem konstrukcji wykorzystywanym do obliczeń masztów z odciągami jest szczegółowy model konstrukcji. Elementy tego modelu łączą się w węzłach odpowiadających węzłom modelu Metody Elementów Skończonych konstrukcji. Ze względu na sposób definicji działania wiatru (obciążenia wiatrem), wprowadzono model zgrubny konstrukcji, który składa się z tzw. "superelementów" połączonych w "superwęzłach". Opis obciążenia jest tworzony z użyciem takiego modelu z uwagi na to, że współczynniki aerodynamiczne, które można otrzymać z badań w tunelu aerodynamicznym, na podstawie literatury, czy z obliczeń komputerowych odnoszą się nie do pojedynczego elementu, lecz do sekcji konstrukcji złożonej, tj. w przypadku masztu – np. segmentu trzonu.

3.2. Statyczne działanie wiatru

Pierwszym etapem obliczeń jest wyznaczenie nieliniowej odpowiedzi konstrukcji na statyczne działanie wiatru. Wyznaczona tutaj odkształcona postać masztu traktowana jest jako położenie równowagi w dalszych liniowych obliczeniach dynamicznych, zarówno w analizie modalnej, jak i przy wyznaczaniu odpowiedzi konstrukcji na turbulentne działanie wiatru. Postać ta wyznaczana jest jako efekt statycznego działania ciężaru własnego, wstępnego sprężenia elementów masztu, ciężaru oblodzenia, działania temperatury oraz statycznego działania wiatru o prędkości średniej.

Aby zwiększyć dokładność obliczeń, obciążenie przykładane jest w kilku etapach. Etap "zerowy" pozwala na wyznaczenie postaci odkształconej masztu pod działaniem wszystkich obciążeń poza działaniem wiatru. W kolejnych *Ni* etapach przykładane jest stopniowo zwiększające się obciążenie wiatrem. Jest ono na nowo definiowane na każdym etapie, przy uwzględnieniu odkształceń masztu wynikających z przyłożenia wcześniejszej części obciążenia. Takie podejście umożliwiło uwzględnienie zmian współczynników aerodynamicznych oraz zmian wartości i kierunków sił i momentów aerodynamicznych pochodzących od obciążenia wiatrem wraz z odkształcaniem się konstrukcji i zmianą aktualnego względnego kąta napływu wiatru.

Składowe statyczne obciążenia wiatrem superelementu można wyznaczyć wg następujących wzorów:

 Obciążenie normalne wiatrem (obciążenie wzdłużne, siła oporu aerodynamicznego lub krótko – opór aerodynamiczny):

$$W_n = \frac{1}{2} \rho \overline{v_n}^2 C_n DL \tag{10}$$

• Obciążenie binormalne wiatrem (obciążenie poprzeczne, aerodynamiczna siła boczna):

$$W_n = \frac{1}{2} \rho \overline{v}_n^2 C_b DL \tag{11}$$

• Obciążenie skrętne wiatrem (moment aerodynamiczny):

$$W_{ms} = \frac{1}{2} \rho \overline{v}_n^2 C_m D^2 L \tag{12}$$

gdzie: ρ – gęstość powietrza, \overline{v}_n – moduł składowej normalnej wektora średniej prędkości wiatru, C_n , C_b , C_m – odpowiednie współczynniki aerodynamiczne, D – wymiar charakterystyczny superelementu, L – długość superelementu.

Współczynniki aerodynamiczne zostały wyznaczone, jako funkcje kąta napływu wiatru, przy użyciu systemu komputerowego mechaniki płynów Fluent. Przykładowy obraz wektorów prędkości wiatru w odniesieniu do szczytowej części masztu w Giedlarowej został przedstawiony na rys. 3.

Dokonano także obliczeń współczynników aerodynamicznych w oparciu o przepisy normowe, tj. Eurocode 3 [9] i brytyjski zbiór danych ESDU [10]. Wyniki obliczeń zostały porównane z wynikami otrzymanymi przy wykorzystaniu systemu Fluent. Przykładowy wykres porównawczy w odniesieniu do masztu w Giedlarowej przedstawiono na rys. 4.



Rys. 3. Wektory prędkości wiatru – kąt napływu 0⁰. Fig. 3. Wind velocity vectors at the incidence angle 0⁰.



Rys. 4. Współczynnik oporu aerodynamicznego. Fig. 4. Aerodynamic drag coefficient.

3.3. Częstości i postaci drgań własnych wokół nieliniowo wyznaczonego położenia równowagi

Możliwe jest założenie, że drgania własne masztu wokół nieliniowo wyznaczonego położenia równowagi są małe i można uznać, że mieszczą się w zakresie liniowym. Przyjmuje się zatem, że postać odkształcona masztu określona nieliniowo jako rezultat działania obciążeń stałych i statycznego działania wiatru jest położeniem równowagi w liniowej analizie dynamicznej [2, 6].
3.4. Turbulentne pole prędkości wiatru

W każdym z superwęzłów układu zgrubnego superelementów w dynamice generowane jest turbulentne pole prędkości wiatru. Symulacja prowadzona jest przy pomocy programu WIND stworzonego w Katedrze Mechaniki Budowli Politechniki Lubelskiej. Współrzędne punktów, w których jest prowadzona symulacja, tj. punktów odpowiadających środkom superelementów, są przekazywane do programu WIND po transformacji z układu globalnego $X_1X_2X_3$ do układu współrzędnych związanego ze średnim kierunkiem napływu wiatru XYZ. Otrzymane wyniki – składowe wektorów prędkości wiatru – z układu wiatrowego są ponownie transformowane do układu globalnego.

3.5. Równania równowagi układu – małe drgania liniowe wokół położenia równowagi statycznej

Można przyjąć, że przemieszczenia węzłowe (uogólnione) drgającego masztu w układzie globalnym $X_1X_2X_3$ można przybliżyć jako kombinację liniową reprezentatywnych postaci drgań własnych, co zapisać można wzorem:

$$\mathbf{q}(t) = \mathbf{\Phi} \cdot \mathbf{\psi}(t) \tag{13}$$

Po wprowadzeniu powyższej zależności do równania ruchu układu drgającego otrzymujemy układ sprzężonych równań różniczkowych zwyczajnych. Równanie odnoszące się do *i*-tej współrzędnej głównej $\psi_i(t)$ można przedstawić teraz w następującej postaci:

$$M_{i} \cdot \ddot{\psi}_{i}\left(t\right) + C_{i} \cdot \dot{\psi}_{i}\left(t\right) + K_{i} \cdot \psi_{i}\left(t\right) = W_{i}^{\Phi}$$

$$\tag{14}$$

gdzie: M_i , C_i , K_i – odpowiednio masa uogólniona, tłumienie uogólnione i sztywność uogólniona; W_i^{Φ} – uogólniona siła wymuszająca.

W obliczeniach dynamicznych można przyjąć dla konstrukcji smukłych, że obciążenie sprowadza się do dwóch składowych siły aerodynamicznej i jednej składowej momentu aerodynamicznego zależnych od składowej normalnej prędkości wiatru. Wektor obciążenia superelementu wiatrem można wówczas przyjąć w następującej postaci:

$$\mathbf{W}_{e}^{*} = \begin{bmatrix} 0\\ W_{n}\\ W_{b}\\ W_{ms}\\ 0\\ 0 \end{bmatrix}_{e}$$
(15)

Elementy wektora obciążenia wiatrem dowolnego superelementu *e* w lokalnym układzie współrzędnych zapisane wg teorii quasi-ustalonej mają następującą postać [11, 12, 13, 14]:

$$W_{ne} = \frac{1}{2} \rho v_{ne}^{\ 2} D_e L_e \left(C_{ne} + C_{nbe} \phi_e \right) \tag{16}$$

$$W_{be} = \frac{1}{2} \rho v_{ne}^{\ 2} D_{e} L_{e} \left(C_{be} + C_{bne} \phi_{e} \right)$$
(17)

$$W_{mse} = \frac{1}{2} \rho v_{ne}^{\ 2} D_{e}^{\ 2} L_{e} \left(C_{m} + C_{mm} \phi_{e} \right)$$
(18)

gdzie:

$$\phi_{e} = \frac{v_{be} + \dot{u}_{ne} \sin \bar{\alpha}_{e} - \dot{u}_{be} \cos \bar{\alpha}_{e} - x_{Ge} \dot{\varepsilon}_{se} + y_{Ge} \varepsilon_{se} \dot{\varepsilon}_{se}}{v_{ne}} - \varepsilon_{se}$$
(19)

przy czym ϕ_e oznacza tu względny kąt natarcia wiatru na superelement, z uwzględnieniem jego ruchu, w odniesieniu do kąta średniego $\overline{\alpha}$ wyznaczonego w ostatnim kroku statyki nieliniowej.

Od tak obliczonej siły należy odjąć statyczną część obciążenia, która została uwzględniona wcześniej w statyce. Wobec powyższego fluktuacje obciążenia wiatrem wynikające z turbulentnego działania wiatru na konstrukcję i sprzężeń aerodynamicznych zostaną wyznaczone według wzoru:

$$\mathbf{W}' = \mathbf{W} - \bar{\mathbf{W}} \tag{20}$$

gdzie $\overline{\mathbf{W}}$ stanowi statyczną część obciążenia wiatrem.

Po uwzględnieniu we wzorach definiujących przemieszczenia superwęzła przybliżenia przemieszczeń drgającego masztu jako kombinacji liniowej reprezentatywnych postaci drgań własnych, równanie ruchu układu związane z *i*-tą postacią drgań przyjmie postać:

$$M_{i} \cdot \ddot{\psi}_{i}\left(t\right) + C_{i} \cdot \dot{\psi}_{i}\left(t\right) + K_{i} \cdot \psi_{i}\left(t\right) =$$

$$= F_{i}\left(t\right) + \sum_{j=1}^{Ni} A_{ij}\left(t\right) \cdot \psi_{j}\left(t\right) + \sum_{j=1}^{Ni} D_{ij}\left(t\right) \cdot \dot{\psi}_{j}\left(t\right) + \sum_{j=1}^{Ni} \sum_{l=1}^{Ni} G_{ijl}\left(t\right) \cdot \psi_{j}\left(t\right) \cdot \dot{\psi}_{l}\left(t\right)$$
(21)

Tak skonstruowany układ równań różniczkowych zostaje rozwiązany na drodze bezpośredniego całkowania metodą Newmarka. Po podstawieniu formuł definiujących uogólnione prędkości i uogólnione przemieszczenia na kroku kolejnym [1, 7, 16]:

$$\dot{\psi}(t+\Delta t) = w_1 \cdot \dot{\psi}(t) + w_2 \cdot \ddot{\psi}(t) + w_3 \cdot \ddot{\psi}(t+\Delta t)$$
(22)

$$\psi(t + \Delta t) = \psi(t) + w_4 \cdot \dot{\psi}(t) + w_5 \cdot \ddot{\psi}(t) + w_6 \cdot \ddot{\psi}(t + \Delta t)$$
(23)

otrzymujemy algebraiczny, nieliniowy układ N_i równań, w którym niewiadomymi (w bieżącym kroku) są jedynie uogólnione przyspieszenia. Równanie nr *i* tego układu można zapisać następująco:

$$-\sum_{j=1}^{N_{i}} \alpha_{ij}\left(t\right) \cdot \ddot{\psi}_{j}^{2}\left(t + \Delta t\right) + \\ -\sum_{j=1}^{N_{i}} \sum_{l=j+1}^{N_{i}} \left(\beta_{ijl}\left(t\right) \cdot \ddot{\psi}_{j}\left(t + \Delta t\right) \cdot \ddot{\psi}_{l}\left(t + \Delta t\right) + \beta_{ilj}\left(t\right) \cdot \ddot{\psi}_{l}\left(t + \Delta t\right) \cdot \ddot{\psi}_{j}\left(t + \Delta t\right)\right) + (24) \\ + \left(M_{i} + C_{i} \cdot w_{3} + K_{i} \cdot w_{6}\right) \cdot \ddot{\psi}_{i}\left(t + \Delta t\right) - \sum_{j=1}^{N_{i}} \chi_{ij}\left(t\right) \cdot \ddot{\psi}_{j}\left(t + \Delta t\right) = F_{i}\left(t\right) + \gamma_{i}\left(t\right)$$

3.6. Wyznaczenie odpowiedzi konstrukcji

Znając wartości współrzędnych uogólnionych $\psi_i(t)$ w poszczególnych chwilach czasu *t*, można określić przebiegi przemieszczeń uogólnionych konstrukcji $\mathbf{q}(t)$ na bazie reprezentatywnych postaci drgań własnych $\hat{\mathbf{\Phi}}$. Składowa dynamiczna tych przemieszczeń może zostać wyrażona jako:

$$\mathbf{q}'(t) = \mathbf{q}^{dyn}(t) = \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{\Phi}_i \cdot \psi_i(t) = \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{q}_i(t)$$
(25)

Przemieszczenia całkowite zaś określa wzór:

$$\mathbf{q}(t) = \mathbf{q}^{calk}(t) = \mathbf{q}^{st}(t) + \mathbf{q}^{dyn}(t) = \overline{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{q}'(t)$$
(26)

gdzie przemieszczenia $\mathbf{q}^{st}(t)$ ($\overline{\mathbf{q}}(t)$) wynikają ze statyki nieliniowej.

Każdemu składowemu uogólnionemu przemieszczeniu $\mathbf{q}_{i}(t)$ można przypisać uogólnione siły bezwładności:

$$\mathbf{b}_{i}\left(t\right) = \omega_{i} \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{\Phi}_{i} \cdot \psi_{i} = \mathbf{b}_{i} \cdot \psi_{i} \tag{27}$$

które, przyłożone do układu jako obciążenie działające statycznie, wywołują właśnie uogólnione przemieszczenia $\mathbf{q}_{i}(t)$.

Jeżeli zatem w dowolnym elemencie konstrukcyjnym *m* układu byłaby znana uogólniona siła wewnętrzna N_{mi} (np. siła przekrojowa, naprężenie) związana z uogólnionymi przemieszczeniami $\mathbf{q}_i(t)$ (lub z uogólnionymi siłami bezwładności $\mathbf{b}_i = \omega_i \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{\Phi}_i$ traktowanymi jako obciążenia działające statycznie), wówczas całkowitą wartość tej siły $N_m(t)$ obliczyć można ze wzoru:

$$N_{m}\left(t\right) = N_{m}^{calk}\left(t\right) = \bar{N}_{m} + N_{m}'\left(t\right)$$

$$(28)$$

gdzie \overline{N}_m jest siłą wewnętrzną w elemencie *m* wynikającą ze statycznych obliczeń nieliniowych konstrukcji pod działaniem obciążeń stałych i średniego obciążenia wiatrem, zaś składowa dynamiczna siły wewnętrznej $N'_m(t)$ w elemencie *m* może zostać określona za pomocą formuły:

$$N'_{m}\left(t\right) = \sum_{i=1}^{N_{i}} N_{mi} \cdot \psi_{i}\left(t\right)$$
⁽²⁹⁾

4. Obliczenia masztów z odciągami

W celu określenia efektów działania wiatru na maszty z odciągami wykonano szereg obliczeń konstrukcji przy uwzględnieniu różnych reprezentatywnych postaci drgań własnych.

We wszystkich analizowanych przypadkach przyjęto następujące parametry:

- prędkość średnia wiatru: 20 m/s;
- potęgowy profil wiatru;
- krok czasowy: 0,01 s;
- rozwiązanie układu równań ruchu metodą Newmarka (średnie przyspieszenie).

Obliczenia przeprowadzono w odniesieniu do masztu testowego o wysokości 100 m i dwóch poziomach odciągów w następujących sytuacjach obliczeniowych:

- teren płaski, rolniczy ($\alpha = 0, 16; z_g = 270 \text{ m}$);
- teren nierówny, zadrzewiony ($\alpha = 0,28$; $z_g = 390$ m);
- teren płaski, rolniczy ($\alpha = 0,16$; $z_g = 270$ m), maszt oblodzony (charakterystyczna grubość oblodzenia 1,2 cm), obniżenie temperatury o 10 K w stosunku do temperatury montażu.

W przypadku dwóch pozostałych masztów (w Piaskach – 342 m wysokości, 5 poziomów odciągów – i w Giedlarowej – 130 m, 2 poziomy) obliczenia zostały przeprowadzone przy założeniu lokalizacji masztów w terenie gładkim, rolniczym, bez uwzględnienia innych wpływów środowiskowych niż działanie wiatru.

Na kolejnych rysunkach przedstawiono przykładowe wyniki obliczeń w przy uwzględnieniu różnej liczby (od 3 do 27) reprezentatywnych postaci drgań własnych. Na rys. 5 zamieszczone zostały wykresy przemieszczeń jednego z węzłów na szczycie masztu testowego, które pozwalają zauważyć, że sposób doboru postaci reprezentatywnych może w istotny sposób wpływać na odpowiedź masztu w przemieszczeniach. Następne rysunki ilustrują przebieg sił osiowych w krawężnikach masztów przy różnych kombinacjach reprezentatywnych postaci drgań własnych. Na rys. 6 przedstawiono wykresy sił osiowych w maszcie testowym, zaś na rys. 7 – w maszcie w Piaskach. Przykłady pozwalają stwierdzić, że odpowiedź masztu w siłach wewnętrznych istotnie zależy od doboru postaci drgań własnych.



Rys. 5. Przemieszczenia węzła na poziomie +100,0 m n.p.t. w dwóch przypadkach doboru postaci reprezentatywnych.

Fig. 5. Displacements of the node at the +100,0 m level in two cases of representative mode shapes selection.



Rys. 6. Maksymalne siły osiowe wywoływane dynamicznym działaniem wiatru w krawężnikach konstrukcji trzonu masztu testowego w trzech przypadkach doboru postaci reprezentatywnych.

Fig. 6. Maximum axial forces in shaft legs generated with dynamic wind action in three cases of representative mode shapes selection for test mast.



Rys. 7. Maksymalne siły osiowe wywoływane dynamicznym działaniem wiatru w krawężnikach konstrukcji trzonu masztu w Piaskach w trzech przypadkach doboru postaci reprezentatywnych.

Fig. 7. Maximum axial forces in shaft legs generated with dynamic wind action in three cases of representative mode shapes selection for Piaski mast.

W celu porównania wyników obliczeń aerodynamicznych, dokonano analizy wybranych masztów za pomocą równoważnej metody statycznej wg Eurocode 3 [9]. Odpowiedź konstrukcji w siłach wewnętrznych w poszczególnych prętach konstrukcji trzonu została określona przez przyłożenie obciążeń odcinkowych i obliczenie sił powodowanych przez dynamiczne działanie wiatru. W analizie tej zastosowano takie same sytuacje obliczeniowe i parametry wiatru jak we wcześniejszych analizach aerodynamicznych. Obliczenia zostały wykonane za pomocą własnego programu komputerowego, którego jeden z modułów umożliwia taką analizę porównawczą. Przykładowe wyniki obliczeń wykonanych dla masztu testowego zaprezentowano na rys. 8 zaś dla masztu w Piaskach na rys 9.





Fig. 8. Maximum axial forces in shaft legs generated with dynamic wind action in three cases of representative mode shapes selection for test mast according to Eurocode 3.





Fig. 9. Maximum axial forces in shaft legs generated with dynamic wind action in three cases of representative mode shapes selection for Piaski mast according to Eurocode 3.

5. Wnioski

W celu określenia wpływu doboru reprezentatywnych postaci drgań własnych na odpowiedź masztów z odciągami wykonano szereg obliczeń z różnymi kombinacjami uwzględnianych postaci z wykorzystaniem własnego programu komputerowego. Na ich podstawie można wysnuć generalny wniosek, że dobór reprezentatywnych form drgań uwzględnianych w analizie aerodynamicznej ma bardzo istotny wpływ na otrzymaną odpowiedź konstrukcji.

Przyjęcie zbyt małej ilości postaci reprezentatywnych w przypadku tak skomplikowanej konstrukcji, jaką jest maszt z odciągami powoduje znaczne niedoszacowanie sił w elementach konstrukcji masztu. Uwzględnienie tylko trzech podstawowych postaci drgań własnych, tj. giętnych w dwóch kierunkach i skrętnej, nie sprawdza się w przypadku konstrukcji tego typu. Wynika to z faktu, że spektrum częstości własnych masztu z odciągami jest bardzo zagęszczone i wiele z nich położonych jest blisko siebie. Trudno tu też określić podstawowe postacie drgań własnych.

Jednak nie ilość częstości reprezentatywnych, a głównie ich dobór decyduje o otrzymanych wynikach. Wybór pierwszych postaci drgań własnych bez uwzględnienia charakteru drgań, tzn. określenia, czy drgania dotyczą trzonu masztu, czy odciągów, nie pozwala na uzyskanie zadowalających wyników. Wielkość sił w stosunku do tych, które można otrzymać przy uwzględnieniu optymalnej kombinacji postaci reprezentatywnych, jest zależna od tego, czy i ile istotnych postaci znajduje się w uwzględnionym zakresie.

Przyjęcie częstości tylko z niewielkiego zakresu spektrum częstości drgań własnych powoduje mało satysfakcjonującą odpowiedź masztu w przemieszczeniach. W przebiegach przemieszczeń pojawiają się te częstości, które uwzględniono w analizie, pozostałe natomiast podlegają filtracji. W związku z tym można wnioskować, że aby uzyskać właściwą odpowiedź masztu w przemieszczeniach, należy wśród częstości reprezentatywnych uwzględnić zarówno te z początku pasma, jak i te z innych części spektrum częstotliwościowego.

Przeprowadzone analizy wykazały istnienie około dwukrotnego zapasu bezpieczeństwa w obliczeniach masztów z odciągami wg normy europejskiej Euro-Code. Oszacowany współczynnik bezpieczeństwa wydaje się być uzasadniony, a w związku z tym zasadne jest obliczanie konstrukcji z odciągami wg tych przepisów. Obliczenia przy pomocy metody normowej w stosunkowo prosty sposób pozwalają na uzyskanie zadowalających rezultatów z niezbędnym zapasem bezpieczeństwa.

Literatura

- [1]. Bathe K.-J., Finite Element Procedures, Prentice Hall Inc., 1996.
- [2]. Bęc, J.; Flaga, A., Analiza wpływu działań środowiskowych na częstości drgań własnych masztu z odciągami, Materiały 46. Konferencji Naukowo-Technicznej, Wrocław-Krynica 2000, str. 27-34.
- [3]. Bec, J.; Flaga, A., *Ice Loading of Guyed Masts*, Proceedings of the 2nd Conference Problems of Technical Meteorology, Lviv 2002.
- [4]. Bęc, J.; Flaga, A., *Vortex Excitation Modeling for Mast Guys*, International Journal On Fluid Mechanics, 2002.
- [5]. Bęc, J.; Flaga, A., Vortex Excitation Modeling for Mast Guys, Proceedings of the 3EECWE, Kiev 2002.

118	Jarosław Bęc
[6].	Bec, J.; Flaga, A., <i>Wind and Other Environmental Actions Influence on Static and Dynamic Characteristics of Guyed Masts</i> , Proceedings of the 3rd European and African Conference on Wind Engineering, Eindhoven 2001.
[7].	Chmielewski T., Podstawy dynamiki budowli, Wydawnictwo ARKADY 1996
[8].	Davenport A.G., The Spectrum of Horizontal Gustiness Near the Ground in High Winds, Quaterly Journal of the Royal Meteorological Society, vol.87, 1961.
[9].	ENV 1993-3-1, Eurocode 3. Design of steel structures. Towers and masts, CEN 1997
[10].	ESDU 81028: Lattice structures. Part 2: Mean fluid forces on tower-like space frames, November 1981.
[11].	Flaga A., <i>Quasisteady models of wind load on slender structures. Part 1. Case of a motion-</i> <i>less structure</i> , Archives of Civil Engineering, XL, 1, 1994, str. 3-28.
[12].	Flaga A., <i>Quasisteady models of wind load on slender structures. Part II. Case of a moving structure</i> , Archives of Civil Engineering, XL, 1, 1994, 29-41.
[13].	Flaga A., Quasisteady models of wind load on slender structures. Part III. Applications of quasisteady theory in aerodynamics of slender structures, Archives of Civil Engineering, XLI, 3, 1995, 343-376.
[14].	Flaga A., <i>Quasisteady Theory in Aerodynamics of Slender Structures</i> , Sonderforschungsbereich Tragwerksdynamik, Ruhr Universitat Bochum.
[15].	Simiu E., Wind Spectra and Dynamic along Wind Response, Journal of the Structural Division, Proc. ASCE, St9, 1974.
[16].	Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., <i>The Finite Element Method</i> , Mc Graw-Hill Book Company, 1997.

Aerodynamics of guyed masts

Jarosław Bęc

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Department of Structural Mechanics, e-mail: j.bec@pollub.pl

Abstract: Guyed masts response to wind action, ice load and thermal action has been analysed in this paper. Computational model of wind action based on quasi-steady theory has been applied. It has been assumed that nodal displacements may be expressed as a linear combination of representative mode shapes. Special computer program has been made to allow analysis of such structures. It has been found that the selection of representative mode shapes is very influential on the calculations outcome. The obtained results have been compared with the ones calculated according to patch loads method presented in Eurocode 3. The dynamic part of forces calculated with own method are about half of the ones coming from the standard.

Key words: Guyed masts, wind action, environmental actions, quasi-steady theory.

Wzbudzenie wirowe budowli wieżowych o kołowych przekrojach poprzecznych

Tomasz Lipecki

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Mechaniki Budowli, e-mail: t.lipecki@pollub.pl

Streszczenie: Głównym tematem, poruszonym w niniejszej pracy jest opisanie zjawiska wzbudzenia wirowego występującego na konstrukcjach o przekrojach kołowych, z pominieciem innego rodzaju obciażeń poprzecznych (powodowanych fluktuacjami kierunku wiatru czy interferencją aerodynamiczną). W pracy przedstawiono teoretyczne podstawy nowego modelu matematycznego krytycznego wzbudzenia wirowego konstrukcji o przekrojach kołowych. Wszystkie obliczenia zostały przeprowadzone przy użyciu własnego programu komputerowego stanowiacego implementację numeryczna modelu. Stworzony program pozwolił na symulację zarówno obciążenia poprzecznego powodowanego wirami jak i odpowiedzi konstrukcji (wyrażonej za pomocą przemieszczeń) na to obciążenie. Symulacja wzbudzenia wirowego odbywa się w czasie rzeczywistym na podstawie otrzymanych przemieszczeń poprzecznych konstrukcji. Na uzyskanych wynikach przeprowadzono analizę wrażliwości pozwalającą określić znaczenie poszczególnych parametrów modelu matematycznego dla odpowiedzi konstrukcji. Końcowe wyniki, dotyczące maksymalnych, poprzecznych przemieszczeń konstrukcji, otrzymane z obliczeń według własnego modelu zostały zweryfikowane na podstawie dostępnych w literaturze rezultatów badań eksperymentalnych w skali naturalnej przeprowadzonych na kominach stalowych i żelbetowych. Dokonano również porównania otrzymanych przemieszczeń z rezultatami obliczeń przeprowadzonych według obecnie obowiązujących procedur normowych. Przedstawiono także dodatkowe aspekty wzbudzenia wirowego, takie jak: wpływ korozji płaszcza komina stalowego oraz sprzężeń zwrotnych między odrywającymi się wirami a drganiami poprzecznymi na odpowiedź poprzeczną analizowanych konstrukcji.

Słowa kluczowe: wzbudzenie wirowe, obciążenie porzeczne, kominy stalowe, kominy żelbetowe.

1. Wprowadzenie

Wolnostojące kominy przemysłowe (stalowe i żelbetowe) oraz wolnostojące wieże o kołowych przekrojach poprzecznych stanowią dużą grupę konstrukcji inżynierskich. Występują na nich specyficzne dla konstrukcji o przekroju kołowym zjawiska aerodynamiczne, których wpływ na odpowiedź konstrukcji jest wciąż nie do końca zbadany, a metody pozwalające na obliczenie obciążenia powodowanego wzbudzeniem wirowym nie są wciąż doskonałe.

Na podstawie obszernego przeglądu literatury z zakresu badań dotyczących modeli walców kołowych (badania w tunelach aerodynamicznych) oraz badań "in

situ" przeprowadzonych na rzeczywistych konstrukcjach o przekrojach kołowych, ze szczególnym zwróceniem uwagi na parametry opisujące wzbudzenie wirowe oraz analizy istniejących teoretycznych i praktycznych (mających zastosowanie w normach) modeli matematycznych wzbudzenia wirowego, stwierdzono, że najpełniej opisujący zjawisko wzbudzenia wirowego jest półempiryczny model autorstwa A. Flagi. W niniejszej pracy rozwinięto teoretyczne założenia modelu oraz ekstrapolowano równania nim rządzące do zastosowań dla konstrukcji rzeczywistych o stałym, lekko zmiennym (zbieżnym) i silnie zmiennym wzdłuż wysokości kołowym przekroju poprzecznym.

Na podstawie zebranych wyników badań tunelowych i w skali naturalnej, dokonano analizy pięciu parametrów eksperymentalnych opisujących model $(\sigma_w, B, k, \alpha, L_w)$ i dobrano procedury pozwalające na obliczenie tych parametrów.

Stworzono program komputerowy: "Vortex Load" stanowiący implementację numeryczną modelu matematycznego, którego celem jest generowanie obciążenia wzbudzeniem wirowym w czasie rzeczywistym, to znaczy, że na każdym kroku czasowym "w przód" symulacja odbywa się na podstawie informacji o odpowiedzi konstrukcji wyrażonej za pomocą przemieszczeń "wstecz". Do generowania procesu losowego jakim jest wzbudzenie wirowe wykorzystano dwie metody symulacji: WAWS (Weighted Amplitude Wave Superposition) oraz AR (Auto-Regressive).

W punkcie środkowym obszaru występowania wzbudzenia wirowego z_0 dokonano oceny estymatorów obciążenia, za które przyjęto: σ_η – odchylenie standardowe przemieszczeń, η_{max} – maksymalne przemieszczenie, g – współczynnik wartości szczytowej. Przeprowadzono analizę wrażliwości zmian wyniku (jednego z estymatorów) na zadaną zmianę wartości jednego z parametrów eksperymentalnych opisujących model. Za cel postawiono sobie określenie – na podstawie przeprowadzonej analizy wrażliwości – które z parametrów eksperymentalnych opisujących model mają duży wpływ na otrzymywane wyniki, a które znikomy.

Otrzymane wyniki dotyczące maksymalnych, poprzecznych przemieszczeń całej konstrukcji (wierzchołka), zostały porównane z dostępnymi badaniami "in situ" w celu weryfikacji stworzonego modelu.

W pracy poruszono zagadnienie sprzężenia zwrotnego między drganiami konstrukcji, a odrywającymi się wirami, a w zakresie analizy kominów stalowych zbadano również wpływ korozji płaszcza na otrzymane wyniki (przemieszczenia).

Wyniki uzyskane według proponowanego modelu matematycznego, przy wykorzystaniu własnego programu "Vortex Load" porównano z obliczeniami według procedur zawartych w normach (Eurocode – procedura Ruscheweyh'a i procedura Vickery'ego zmodyfikowana przez Hansena [25, 26] oraz ESDU – Engineering Sciences Data Unit [15]).

2. Model wzbudzenia wirowego

2.1. Model sekcyjny

Podstawy teoretyczne modelu A. Flagi szczegółowo opisane w pracach Flagi [1, 2, 3, 4], zostały stworzone dla modelu sekcyjnego konstrukcji i dla różnych wariantów napływu powietrza i drgań poprzecznych, mianowicie: (1) napływu ustalonego i konstrukcji nieruchomej; (2) Napływu ustalonego i konstrukcji drgającej poprzecznie do napływu; (3) Napływu nieustalonego i konstrukcji nieruchomej; (4) Napływu nieustalonego i konstrukcji drgającej poprzecznie do napływu.

2.2. Konstrukcja rzeczywista

Zależności otrzymane dla modelu sekcyjnego konstrukcji, w różnych wymienionych powyżej przypadkach napływu i drgań poprzecznych zostały ekstrapolowane do opisu wzbudzenia wirowego na rzeczywistej konstrukcji o kołowym przekroju poprzecznym. Model matematyczny, składający się z trzech równań dotyczy rzeczywistej sytuacji, a więc nieustalonego napływu powietrza i budowli drgającej poprzecznie do kierunku napływu. Wspomniane równania zależą od pięciu parametrów eksperymentalnych, których wartości należy przyjmować na podstawie wyników badań. Obciążenie poprzeczne powodowane wzbudzeniem wirowym jest przykładane do konstrukcji w określonym obszarze, stanowiącym tylko część całej wysokości (lub rozpiętości) konstrukcji. Opisy różnych aspektów modelu zostały zawarty w pracach Flagi i Lipeckiego [5-14]

2.2.1. Opis matematyczny

Ekwiwalentne, krytyczne wzbudzenie wirowe można z dobrym przybliżeniem opisać równaniem:

$$w_{y}(t) = \left[q_{c} \cdot D \cdot (1 + \alpha \cdot \sigma_{\hat{\eta}})^{3} \cdot \hat{w}_{y}(t)\right]\Big|_{z=z_{0}} \cdot Y(z)$$

$$\tag{1}$$

w którym: z – współrzędna (wysokość), t – czas, q_c – ciśnienie krytycznej prędkości wiatru V_c , D – wymiar charakterystyczny przekroju poprzecznego (średnica), $\sigma_{\hat{\eta}}$ – odchylenie standardowe przemieszczeń konstrukcji, α – parametr opisujący wzrost wymiaru charakterystycznego przekroju poprzecznego w trakcie drgań (wartość eksperymentalna), $(1 + \alpha \cdot \sigma_{\hat{\eta}})^3$ – czynnik zwiększający obciążenie w związku ze zmianą ekwiwalentnego wymiaru charakterystycznego, Y(z) – funkcja deterministyczna określająca odcinek występowania wzbudzenia wirowego wzdłuż wysokości (rozpiętości) konstrukcji, $\hat{w}_y(z,t)$ – obciążenie bezwymiarowe wyrażone w sposób następujący:

$$\hat{w}_{y}(t) = \left[\left[\frac{V_{m}(t)}{V_{c}} \right]^{2} C_{y}(t) \cdot \sin\left(2\pi f_{i}t + \varphi\right) \right]_{z=z_{0}}$$

$$\tag{2}$$

gdzie: $V_m(t)$ – uśredniona przestrzennie prędkość wiatru; $C_y(t)$ – współczynnik aerodynamiczny; $f_i - i$ -ta częstotliwość drgań własnych; φ – kąt przesunięcia fazowego.

Obciążenie bezwymiarowe jest przeważnie wąskopasmowym procesem stochastycznym o charakterze harmonicznym lub Gaussa i może być opisane za pomocą funkcji gęstości widmowej mocy:

$$\frac{f \cdot G_{\hat{w}_y}(f)}{\sigma_{\hat{w}}^2} = \frac{k}{\sqrt{\pi B}} \frac{f}{f_i} \exp\left[-\left(\frac{1 - f / f_i}{B}\right)^2\right]$$
(3)

w której: f – częstotliwość, $\sigma_{\hat{w}}$ – odchylenie standardowe procesu obciążenia powodowanego wzbudzeniem wirowym (wartość eksperymentalna), k – współczynnik o wartości mniejszej niż 1.0 (wartość eksperymentalna), B – bezwymiarowy parametr szerokości pasma procesu (wartość eksperymentalna).

2.2.2. Opis eksperymentalny

Jak wynika z równań 1-3 model matematyczny zjawiska zależy od czterech parametrów eksperymentalnych: α , σ_w , k, B, które z kolei zależą od szeregu parametrów: (1) opisujących geometrię konstrukcji, takich, jak: K – kształt przekroju poprzecznego, k_L – smukłość konstrukcji, k_B – smukłość przekroju, k_s – parametr chropowatości powierzchni oraz (2) napływającego powietrza takich, jak: I_u – intensywność turbulencji, L_u – skala turbulencji, Re – liczba Reynoldsa, St – liczba Strouhala, α_w – średni kąt natarcia wiatru. Wartości tych parametrów można przyjmować na podstawie między innymi: ESDU [15, 16, 17], prac Novaka i Tanaki [18], Howella i Novaka [19], Vickery'ego i Basu [20], Vickery'ego [21, 22].

2.2.3. Opis deterministyczny

Obciążenie wyrażone wzorami (1-2) i jako proces losowy opisane przez funkcję gęstości widmowej mocy (3), powinno być przykładane do konstrukcji w obszarze wyznaczonym przez zero-jedynkową funkcję deterministyczną Y(z) (por. równ. 1), która określa obszar ΔL wzdłuż wysokości (rozpiętości) konstrukcji,w którym wzbudzenie wirowe może wystąpić oraz jego punkt charakterystyczny z_0 .

W celu wyznaczenia funkcji Y(z), wprowadzono trzy deterministyczne funkcje zero-jedynkowe: (1) $\Theta_1(z)$ – funkcję uwzględniającą zaburzenia brzegowe i znaczne zmiany przekroju poprzecznego wzdłuż wysokości (rozpiętości) konstrukcji – rys. 1, (2) $\Theta_2(z)$ – funkcję określającą obszar zgodności wartości otrzymanej z profilu średniej prędkości wiatru $V_m(z)$ z wartościami otrzymanymi z profilu krytycznej prędkości wiatru $V_c(z)$. W modelu przyjęto: $0.9V_c(z) \le V_m(z) \le 1.3V_c(z)$ – rys. 2, (3) $\Theta_3(z)$ – funkcję określającą wpływ postaci drgań na obszar wzbudzenia wirowego i determinującą kierunek działania siły powodowanej wzbudzeniem – rys. 3.

Iloczyn powyższych trzech funkcji: $\prod_{i=1}^{3} \Theta_i(z)$ daje w wyniku obszar wspólny

o długości L_1 , w którym wzbudzenie wirowe może wystąpić. Wyznaczona funkcja wynikowa jest modyfikowana, ze względu na zmienność amplitudy drgań wzdłuż wysokości konstrukcji do funkcji $\Theta(z)$, a obszar o długości L_1 do obszaru o długości L_2 (rys. 4), zgodnie z następującymi zasadami: (1) Pole pod krzywą postaci drgań $\Phi_i(z)$ w obszarze o długości L_1 jest równe polu zero-jedynkowej funkcji $\Theta(z)$ w nowym obszarze o długości L_2 ; (2) Obszar o długości L_2 jest dowiązany do największych rzędnych postaci drgań w obszarze o długości L_1 .



- Rys. 1. Funkcja $\Theta_l(z)$ dla różnych rodzajów przekrojów poprzecznych konstrukcji: (a) średnica stała lub zbieżna, (b) średnica silnie zmienna wzdłuż wysokości.
- Fig. 1. Function $\Theta_i(z)$ for various kinds of structures cross-section shapes: (a) constant or tapered diameter, (b) heavy varying diameter.



Rys. 2. Funkcja $\Theta_2(z)$ dla różnych rodzajów konstrukcji o przekroju: (a) zbieżnym, (b) stałym. Fig. 2. Function $\Theta_2(z)$ for various structures cross-section shapes: (a) tapered, (b) constant.



Rys. 3. Funkcja $\Theta_3(z)$ dla konstrukcji wspornikowej, dla kolejnych postaci drgań. Fig. 3. Function $\Theta_3(z)$ in the case of cantilevered structure, in different mode shapes.



Rys. 4. Określenie funkcji $\Theta(z)$ i odpowiadającego jej obszaru wzbudzenia wirowego L_2 . Fig. 4. Determination of the function $\Theta(z)$, and related vortex excitation domain L_2 .

Krytyczne wzbudzenie wirowe jest procesem losowym zarówno w czasie jak i w przestrzeni, dlatego też, aby go w pełni scharakteryzować należy określić jego korelację przestrzenno-czasową. W celu uproszczenia modelu do zastosowań inżynierskich można stwierdzić, że rozpatrywane obciążenie jest procesem losowym, zmiennym w czasie, ale równomiernie rozłożonym w pewnym obszarze konstrukcji L_2 wyznaczonym przez funkcję $\Theta(z)$ (tzn. proces jest w pełni skorelowany wzdłuż wysokości lub rozpiętości konstrukcji, w obszarze wzbudzenia wirowego). Wobec tego, wprowadzono kolejną deterministyczną, zero-jedynkową funkcję $\Gamma(z)$, powiązaną z unormowaną funkcją korelacji przestrzennej (rys. 5), określającą obszar o długości L_3 , w którym obciążenie jest w pełni skorelowane. Zastosowanie takiego zabiegu pozwala na zastąpienie rzeczywistego krytycznego wzbudzenia wirowego obciążeniem ekwiwalentnym rzeczywistemu, o prostym rozkładzie prostokątnym. Można przyjąć, że obszar o długości L_3 wyznaczany przez funkcję $\Gamma(z)$ jest równy $2L_w$, gdzie L_w jest bezwymiarową skalą długości korelacji (kolejny, piąty parametr eksperymentalny) i zależy od σ_n (odchylenia standardowego przemieszczeń), bądź od η (amplitudy przemieszczeń). Wartość tego parametru może być określana na podstawie ESDU [15], Ruscheweyh [23, 24] oraz norm DIN [25], ENV [26]. Obszar wspólny (iloczyn) funkcji $\Theta(z)$ i $\Gamma(z)$ określa końcową funkcję Y(z), przedział ΔL , w którym wzbudzenie wirowe może wystąpić oraz punkt środkowy (charakterystyczny) z_0 tego przedziału (rys. 6).



Rys 5. Funkcja deterministyczna $\Gamma(z)$. Fig. 5. Deterministic function $\Gamma(z)$.



Rys. 6. Funkcja zero-jedynkowa Y(z), obszar ΔL i punkt charakterystyczny z_0 dla konstrukcji wspornikowej, w dwóch przypadkach: $\Theta(z) < \Gamma(z)$ oraz $\Theta(z) > \Gamma(z)$.

Fig. 6. Zero-one function Y(z), domain ΔL with central point z_0 for a cantilever structure, in two cases: $\Theta(z) < \Gamma(z)$ and $\Theta(z) > \Gamma(z)$.

Reasumując, proponowany model składa się z dwóch części: opisu matematycznego zawartego w równaniach 1-3, oraz opisu deterministycznego określającego obszar (obszary) wzdłuż wysokości (rozpiętości) konstrukcji, w którym wzbudzenie wirowe może wystąpić. Jest to model pół-empiryczny zależny od pięciu parametrów: α , σ_{w} , *k*, *B*, L_{w} , których wartości powinny być określone na podstawie badań.

3. Implementacja numeryczna modelu

W oparciu o model matematyczny opracowano własny program komputerowy, któremu nadano nazwę "VORTEX LOAD", służący do obliczania zarówno obciążenia powodowanego wzbudzeniem wirowym jak i odpowiedzi konstrukcji wyrażonej za pomocą przemieszczeń. Stworzony program bazujący na systemie MES – ALGOR, pozwala na symulację obciążenia i odpowiedzi konstrukcji wyrażonej za pomocą przemieszczeń w czasie rzeczywistym, to znaczy, że na podstawie obliczonego w punkcie charakterystycznym z_0 przebiegu czasowego przemieszczeń η generowane są dalsze kroki czasowe obciążenia. Do symulacji wzbudzenia wirowego użyto dwóch metod służących do generowania procesów losowych – WAWS i AR.

3.1. Metody symulacji procesów losowych

3.1.1. Metoda WAWS – Weighted Amplitude Wave Superposition method

Rodzina *M* skorelowanych procesów losowych $p_i(t)$ (w *M* dowolnych punktach) może być wygenerowana zgodnie z układem równań:

$$p_{i}(t) = \sum_{k=1}^{N} \sum_{j=1}^{i} H_{ij}(f_{k}) \cos\left(2\pi \left(f_{k} + \delta f_{k}\right)\left(t + t_{ij}\right) + \Phi_{k}\right)$$
(4)

w którym: t_{ij} – czas przepływu między dwoma punktami, N – ilość przedziałów widma, t – czas; f_k (k=1,2....N) – centralna (środkowa) częstotliwość w przedziałach Δf , na które zakres częstotliwości został podzielony, δf_k – przesunięcie losowe (zaburzenie) częstotliwości centralnej, $H_{ij}(f_k)$ (k=1,2...N) – zestaw N dolno-trójkątnych macierzy o wymiarze MxM, Φ_k – zestaw N losowych wartości kątów przesunięć fazowych, zawartych w przedziałe od 0 do 2π . Przy generowaniu procesu w jednym punkcie wzór 4 zostaje uproszczony i przyjmuje następującą postać:

$$p(t) = \sum_{k=1}^{N} \sqrt{2G_i\left(f_k\right)\Delta f_k} \cos\left(2\pi f_k t + \Phi_k\right)$$
(5)

gdzie: $G_i(f_k)$ – gęstość widmowa mocy. Metoda WAWS została szczegółowo opisana w pracach: Shinozuka [27], Shinozuka i Jan [28], Borri [29], Borri i in. [30].

3.1.2. Metoda AR – Autoregressive method

Równanie służące do symulowania procesu losowego w jednym punkcie można zapisać w następującej postaci:

$$p\left(t\right) = \sum_{k=1}^{R} \Psi_{k} p\left(t - k\Delta t\right) + N\left(t\right)$$
(6)

gdzie: t - czas, $\psi_k - współczynniki autoregresji (wagi)$, R - rząd metody, N(t) - proces losowy ze średnią zero i wariancją jeden. Metoda AR polega na wyznaczeniu wartości procesu na danym kroku jako sumy ważonej <math>R kroków wstecz tego samego procesu plus wartość losowa. W równaniu 6 niewiadomymi wartościami jest R współczynników autoregresji: $\psi_1, \psi_2, ..., \psi_R$ oraz wartość N(t), które należy wyznaczać na podstawie funkcji korelacji. Metoda został dokładnie scharakteryzowana między innymi w pracach: Borri [29], Borri i in. [30].

3.2. Tok obliczeń

1. Opracowanie modelu dyskretnego danej konstrukcji i przeprowadzenie przy użyciu systemu ALGOR (procesor Ssap1) analizy dynamicznej. Jako wynik otrzymywane są charakterystyki dynamiczne: częstotliwości i postaci drgań własnych.

2. Przyjęcie parametrów przepływu: intensywności turbulencji – I_u , skali turbulencji – L_u , profilu wiatru V(z), a na ich podstawie parametrów eksperymentalnych opisujących obciążenie oraz gęstość widmową mocy – α , $\sigma_{\dot{w}}$, *k*, *B*. W modelu wykorzystano procedury przyjmowania tych parametrów podawane w ESDU [15]. 3. Określenie funkcji deterministycznych opisujących obszar wzbudzenia $\Theta_i(z)$ oraz funkcji $\Gamma(z)$ powiązanej z korelacją przestrzenną obciążenia, a na ich podstawie wyznaczenie funkcji końcowej Y(z) i obszaru ΔL gdzie wzbudzenie wirowe może nastąpić oraz charakterystycznego punktu z_{α} , będącego środkiem tego obszaru.

4. Wygenerowanie w punkcie z_0 procesu losowego zmiennego w czasie. Jako, że obciążenie jest w pełni skorelowane w obszarze wyznaczonym przez funkcję $\Gamma(z)$, wartość obciążenia otrzymaną w punkcie środkowym z_0 można przyjąć za stałą dla całego przedziału ΔL . Do symulacji wykorzystano alternatywnie dwie metody służące do generowania procesów losowych oparte na znajomości funkcji gęstości widmowej mocy: WAWS i AR.

Na rys. 7 pokazano przykładowe przebiegi czasowe obciążenia wygenerowane na podstawie wzorów 1-3, przy założeniu początkowym, ze odchylenie standardowe przemieszczeń σ_{ij} jest równe 0 i przy użyciu metod WAWS i AR. W podpisach pod rys. 7 i następnych wprowadzono następujące oznaczenia opisujące symulację: Δf – krok częstotliwościowy, N_f – ilość przedziałów widma, Δt – krok czasowy, N_t – ilość kroków czasowych, T_0 = $\Delta t N_t$ – czas, w którym generowane jest obciążenie.



Rys. 7. Przykład procesu obciążenia $w_y(z,t)$ symulowanego przy $\sigma_{\hat{\eta}} = 0$ metodą: (a) WAWS, $N_t = 10000, \ \Delta t = 0.01, \ N_f = 600, \ \Delta f = 0.01, \ T_0 = 100s$, (b) AR, $N_t = 1200, \ \Delta t = 0.4, \ N_f = 2000, \ \Delta f = 0.002, \ T_0 = 480s$, rząd AR – 10.

Fig. 7. Load process $w_y(z,t)$ generated with $\sigma_{\hat{\eta}} = 0$ according to (a) WAWS, $N_t = 10000$, $\Delta t = 0.01$, $N_f = 600$, $\Delta f = 0.01$, $T_0 = 100$ s, (b) AR, $N_t = 1200$, $\Delta t = 0.4$, $N_f = 2000$, $\Delta f = 0.002$, $T_0 = 480$ s, AR order – 10.

5. Sprawdzenie poprawności symulacji polegające na wygenerowaniu kilkudziesięciu procesów czasowych obciążenia z użyciem tych samych parametrów, zastosowaniu na nich szybkiej transformaty Fouriera (FFT), uśrednieniu wyników i porównaniu ich z zakładaną gęstością widmową mocy (rys. 8). W wyniku tej analizy okazało się, że do symulacji wzbudzenia wirowego można wykorzystywać metodą WAWS, natomiast metoda AR do tych celów się nie nadaje (rys. 8b).

6. Wygenerowane w punkcie z_0 , na każdym kroku czasowym Δt w czasie T_0 obciążenie, jest przykładane do konstrukcji w obszarze ΔL przy wykorzystaniu systemu ALGOR i modułu TIMELOAD. Przy użyciu metody całkowania bezpośredniego jako wynik działania obciążenia otrzymywany jest przebieg czasowy przemieszczeń punktu z_0 w przedziale czasu T_0 na każdym kroku czasowym Δt (SSAP4, ALGOR) – rys. 9.



Rys. 8. Funkcja gęstości widmowej mocy i jej przybliżenia po uśrednieniu 10, 20, 30, 40 procesów, (a)WAWS, σ_ĝ =0, N_t=10000, Δt=0.01, N_f =600, Δf=0.01, T_o=100s, (b)AR, σ_ĝ =0, N_t=1200, Δt=0.4, N_t=2000, Δf=0.002, T_o=480s, rząd AR -10.

Fig. 8. Power spectral density functions: assumed and its estimators from 10, 20, 30, 40 processes, (a) WAWS, σ_ŷ =0, N_t=10000, Δt=0.01, N_f=600, Δf=0.01, T₀=100s, (b) AR, σ_ŷ =0, N_t=1200, Δt=0.4, N_f=2000, Δf=0.002, T₀=480s, AR order -10.



Rys. 9. Przykładowa historia czasowa przemieszczeń, $\sigma_{\hat{\eta}} = 0, N_t = 1000, \Delta t = 0.1$ s. Fig. 9. Time history of displacements, $\sigma_{\hat{\eta}} = 0, N_t = 1000, \Delta t = 0.1$ s.

7. Na podstawie otrzymanego przebiegu czasowego przemieszczeń można obliczyć odchylenie standardowe przemieszczeń $\sigma_{\hat{\eta}}$ – w żądanym przedziale czasu działania obciążenia przed chwilą obecną χT_i , gdzie χ – parametr >1.0, T_i – podstawowy okres drgań własnych konstrukcji. Na podstawie nowej wartości $\sigma_{\hat{\eta}}$ – funkcja Y(z), obszar ΔL , położenie punktu z_0 oraz równania (1) i (2) są aktualizowane i generowane są nowe wartości obciążenia w przedziale czasu (T_0 , $T_0+\Delta \tau$), przy czym $\Delta \tau$ zawiera dowolną ilość kroków czasowych Δt .

8. Krok 7, przy równoczesnej aktualizacji obszaru ΔL i równań opisujących obciążenie powtarzany jest dowolną liczbę razy. Ilość powtórzeń oraz ilość generowanych "w przód" kroków czasowych Δt jest ustalana w stworzonym programie komputerowym. Na kolejnych rysunkach przedstawiono graficznie tok postępowania opisany w krokach 7 i 8 (rys. 10-12) oraz przykładową historię czasową przemieszczeń dla pojedynczego procesu otrzymanego w przedziale czasu *T*, dla $\sigma_{\hat{\eta}} \neq 0$ (rys. 13).



Rys. 10. Symulacja obciążenia w punkcie z_0 na podstawie funkcji gęstości widmowej mocy. Fig. 10. Load simulation in point z_0 on the basis of PSD function.



- Rys. 11. Symulacja obciążenia na podstawie przebiegu czasowego przemieszczeń w przedziale czasu $\chi_I T_I$.
- Fig. 11. Load simulation on the basis of time history of displacement in time interval $\chi_1 T_1$.



- Rys. 12. Przebiegi czasowe obciążenia i przemieszczenia symulowanych w czasie rzeczywistym, w przedziale czasu *T*.
- Fig. 12. Time histories of load and displacement simulated in real time, in time interval T.



- Rys. 13. Przebieg czasowy przemieszczeń ($\sigma_{\hat{\eta}} \neq 0$) obliczony dla: *T*=100s, *N*_t=1000, Δt =0.1s, χ =3, $\Delta \tau$ = Δt , 1000 powtórzeń.
- Fig. 13. Time history of displacements ($\sigma_{\hat{\eta}} \neq 0$) calculated for T=100s, N_t =1000, Δt =0.1s, χ =3, $\Delta \tau = \Delta t$, repeated 1000 times.

9. Mając do czynienia z procesami losowymi, w celu otrzymania miarodajnych wyników należy całość obliczeń (kroki 1-8) powtórzyć zakładaną ilość razy (N realizacji), a otrzymane wyniki uśrednić. Otrzymane przemieszczenia w przedziale czasowym T, a więc przedziale odnoszącym się do obciążenia przewidywanego, symulowanego przy $\sigma_{\hat{\eta}} \neq 0$ (por. rys. 12), dla N realizacji obciążenia mogą służyć do oceny estymatorów: średniej wielkości przemieszczeń $\bar{\eta}$, odchylenia standardowego przemieszczeń $\sigma\eta$, przemieszczenia maksymalnego η^{max} . Wielkości te odnoszą się do punktu z_0 – środka obszaru wzbudzenia wirowego.

Wprowadzając następujące oznaczenia:

- *j* numer realizacji procesu, *j*=1,2,...,N,
- *i* numer przewidywanego kroku czasowego $t_i=i\Delta t$ w czasie T, *i*=1,2,...,M,

 $\eta_{ii} = \eta_i(t_i)$ – wartości przemieszczeń *j*-tego procesu w czasie t_i ,

można obliczyć trzy wspomniane wartości:

średnią wielkość przemieszczeń π
_j w czasie T, w jednym procesie oraz estymator z N procesów π
 :

$$\overline{\eta}_{j} = \frac{1}{T} \int_{0}^{T} \eta_{j}\left(t\right) dt = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^{M} \eta_{ji}$$

$$\tag{7}$$

$$\overline{\eta} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \overline{\eta}_j \tag{8}$$

odchylenie standardowe przemieszczeń ση_j w czasie *T*, w jednym procesie oraz estymator z *N* procesów ση:

$$\sigma\eta_{j} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_{0}^{T} \left(\eta_{j}\left(t\right) - \overline{\eta}_{j}\right)^{2} dt} = \sqrt{\frac{1}{M} \sum_{i=1}^{M} \left(\eta_{ji} - \overline{\eta}_{j}\right)^{2}}$$
(9)

$$\sigma\eta = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \sigma\eta_j \tag{10}$$

• maksymalną wartość przemieszczenia η_j^{\max} w czasie *T*, w jednym procesie oraz estymator z *N* procesów η^{max} :

$$\eta_j^{\max} = \max\left\{\eta_{j,i}\right\} \tag{11}$$

$$\eta^{\max} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \eta_{j}^{\max}$$
(12)

Średnia wartość przemieszczeń powinna spełniać warunek:

$$\overline{\eta} \approx 0$$
 (13)

Związek między wartością maksymalną a odchyleniem standardowym można wyrazić za pomocą wzoru:

$$\eta^{\max} = g \cdot \sigma \eta \tag{14}$$

w którym: g – współczynnik wartości szczytowej. Tak więc, znając wartości η^{max} i $\sigma\eta$ można oszacować współczynnik wartości szczytowej g.

Przykładowe zmiany wartości odchylenia standardowego $\sigma_{\hat{\eta}}$ otrzymanego z różnej liczby kroków czasowych "wstecz" – χT_{1} , dla *N*=10 pokazano na rys. 14.





Fig. 14. Variations of the value $\sigma_{\hat{\eta}}$ for 10 processes, (a) $N_t=1000$, $\Delta t=0.1$ s, $\chi=1$, $\Delta \tau=\Delta t$, 1000, repeated 1000 times, (b) $N_t=1000$, $\Delta t=0.1$ s, $\chi=5$, $\Delta \tau=2\Delta t$, repeated 500 times.

Za podsumowanie przedstawionej procedury obliczeniowej może posłużyć schemat zawierający kolejność wykonywanych obliczeń (rys. 15).



Rys. 15. Algorytm obliczeń.

Fig. 15. Algorithm of calculations.

3.3. Określenie parametrów metody symulacji

Stwierdzono, że metoda AR nie nadaje się do generowania obciążenia poprzecznego z powodu konieczności przyjmowania zbyt długiego kroku czasowego – rzędu 1-4 sekundy – w porównaniu do podstawowego okresu drgań własnych budowli rzędu 0.7-5 sekund. W dalszych rozważaniach wykorzystano metodę WAWS.

Na podstawie obszernej analizy stwierdzono, że ze względu na poprawność dopasowania przybliżeń gęstości widmowej mocy do zakładanej funkcji oraz w miarę krótki czas trwania obliczeń, sensowne wydaje się przyjmować: Δf =0.01 i N_j =500, co pozwala na generowanie obciążenia w czasie $1/\Delta f$ =100s. W związku z tym, w dalszych obliczeniach przyjęto taki podział widma. Długość kroków czasowych obciążenia przyjęto na poziomie Δt =0.1s, a ich ilość N_t =1000 dla podstawowych częstości drgań własnych oraz Δt =0.05 i N_z =2000 dla wyższych częstości drgań własnych.

3.4. Określenie parametrów symulacji obciążenia

W obliczeniach przyjęto dwa kroki czasowe Δt "w przód" symulowane na podstawie odchylenia standardowego przemieszczeń otrzymanego z 1 okresu drgań własnych konstrukcji "wstecz". W przypadku tym, widać wzrost maksymalnej wartości przemieszczeń η_{max} (estymatora z 10 procesów w punkcie z_0) spowodowany sprzężeniem zwrotnym pomiędzy odrywającymi się wirami i drgającą konstrukcją (fakt ten najlepiej ilustruje symulacja dwóch kroków czasowych) – rys. 16. Należy zaznaczyć, że pominięto przypadek symulowania jednego kroku czasowego z powodu ograniczeń w tym względzie procesora Ssap4 systemu Algor. Wybrana ilość symulowanych kroków czasowych obciążenia na poziomie 2 została również uwarunkowana czasem obliczania przez komputer.



Rys. 16. Różne przedziały czasu przemieszczeń użyte w symulacji 2 kroków czasowych obciążenia. Fig. 16. Different time intervals of displacements used in simulation of 2 time steps of load.

4. Przegląd analizowanych konstrukcji

Analizie obliczeniowej poddano: 6 kominów stalowych, 6 kominów żelbetowych oraz dwie wieże żelbetowe: Ostankino w Moskwie i Hornisgrinde w Niemczech. Podstawowe dane dotyczące tych konstrukcji zestawiono w tabelach 1-3.

Komin	<i>H</i> [m]	<i>D</i> [m]	<i>g</i> [mm]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	Δ	λ	Sc	
Ks 1	32.146	1.25	5-7	1.2767	7.4324	0.02	25.717	3.684	
Ks 2	38.174	1.4	5-7	0.8445	5.4065	0.02	27.267	4.37	
Ks 3	40	0.56-2	6-7	0.6495	2.4726	0.02	51.282	4.538	
Ks 4	60	1-4	10-16	0.5804	2.5983	0.02	32.952	5.699	
Ks 5	60	2.2	8-12	0.6412	3.5806	0.02	27.273	3.762	
Ks 6	83.5	3.06	6-40	0.4952	2.2204	0.026	27.288	2.947	

Tabela 1.Podstawowe dane analizowanych kominów stalowych.Table 1.Basic parameters of analysed steel chimneys.

Tabela 2.Podstawowe dane analizowanych kominów żelbetowych.Table 2.Basic parameters of analysed concrete chimneys.

Komin	<i>H</i> [m]	D_b [m]	D_t [m]	<i>g</i> [mm]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	Δ	λ	Sc
Kz 1	120	11.56	6.76	0.2-0.4	0.5366	2.4934	0.15	13.100	52.358
Kz 2	150	7.2	4.2	0.3-0.44	0.1957	0.9151	0.15	26.316	127.564
Kz 3	200	15	5	0.2-0.38	0.2921	1.0904	0.15	20.000	41.812
Kz 4	250	24	24	0.25-0.65 0.3-0.7*	0.2161	1.0927	0.15	10.417	49.187
Kz 5	260	15.8	7.7	0.15-0.7	0.2131	0.6887	0.15	22.128	46.382
Kz 6	300	27.8	21	0.25-0.9	0.3003	3.8758	0.15	12.295	24.717

* komin kz4 posiada dwa trzony żelbetowe: wewnętrzny i zewnętrzny.

Tabela 3. Podstawowe dane analizowanych wieży żelbetowych.

Table 3. Basic parameters of analysed concrete towers.

Wieża	<i>H</i> [m]	<i>D</i> [m]	<i>g</i> [mm]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	Δ
Ostankino	533.3	D i g zmienne		0.0876	0.2714	0.15
Hornisgrinde	210m			0.3741	0.8874	0.18

5. Analiza odpowiedzi konstrukcji

5.1. Analiza wrażliwości

W celu określenia znaczenia poszczególnych parametrów eksperymentalnych opisujących model matematyczny wzbudzenia wirowego dla poprzecznej odpowiedzi konstrukcji przeprowadzono analizę wrażliwości zmian wyników na zmiany wartości parametrów. Obliczenia przeprowadzono dla różnych wartości parametrów opisujących model, zmieniając jeden z nich, a pozostałe pozostawiając na ustalonym poziomie. Na otrzymanych wynikach (przemieszczeniach) w punkcie z_0 (estymatory η_{max} , $\sigma\eta$) wykonano analizę wrażliwości i ustalono, które parametry silnie, a które słabo wpływają na zmianę odpowiedzi konstrukcji. Stwierdzono, że parametr α nie powoduje znacznych zmian estymatorów. Nie zbadano bezpośrednio wpływu parametru σ_w zależnego od określonych wartości efektywnej liczby Reynoldsa i ekwiwalentnej chropowatości powierzchni k/D. Określono natomiast wpływ kna wyniki, który okazał się dość znaczny, ale ten parametr dla danej konstrukcji nie ulega zmianom. Można więc stwierdzić, że dla danej konstrukcji zmiany $\sigma_{\rm w}$ są małe i zgodne z k_c . W przypadku parametrów k i B, których wpływ okazał się znaczny otrzymano powierzchnię wyników, które w każdym przekroju (dla stałego k i stałego B) aproksymowano krzywymi. Wpływu intensywności turbulencji I_{μ} na wyniki nie określono w sposób jawny, jednak jest on identyczny do wpływu parametru B, zgodnie ze wzorem Vickery'ego: $B=2I_{+}+0.1$

Aby wyrazić w sposób liczbowy wrażliwość estymatorów na zmiany parametrów "wejściowych" obliczono współczynniki wrażliwości wg wzoru:

132

$$\omega = \Delta w / \Delta p_i \tag{15}$$

gdzie: Δw – zmiana wyniku, Δp_i – zmiana *i*-tego parametru.

Przykładowe wyniki dotyczące analizy zmian parametrów α , B i k przedstawiono na przykładzie komina stalowego o wysokości 83.5m (ks6). Wartości η_{max} w funkcji parametru α oraz odpowiednie współczynniki wrażliwości przedstawiono na rys. 17a-b. Powierzchnie η_{max} i $\omega(\eta_{max})$ dla różnych wartości B i k oraz przykładowe przekroje przez powierzchnię wyników wraz z funkcjami aproksymującymi wartości dyskretne pokazano odpowiednio na rysunkach 18-20. Obliczenia przeprowadzone dla innych kominów stalowych i żelbetowych oraz wieży potwierdziły otrzymane wyniki.



Rys. 17. Wartości: (a) η_{max} w funkcji α , (b) $\omega(\eta_{max})$ w funkcji α . Fig. 17. Values of: (a) η_{max} against α , (b) $\omega(\eta_{max})$ against α .



Rys. 18. Rozkład powierzchniowy η_{max} dla różnych *B* i *k*.

- Fig. 18. Spatial distribution of η_{max} for various values of *B* and *k*.
- Rys. 19. Rozkład powierzchniowy współczynników wrażliwości $\omega(\eta_{max})$ dla różnych *B* i *k*.
- Fig. 19. Spatial distribution of sensitivity coefficients $\omega(\eta_{max})$ for various values of *B* and *k*.



- Rys. 20. Funkcje aproksymujące w jednym z przekrojów przez powierzchnię η_{max} , (a) dla stałego k=0.8, (b) dla stałego B=0.1.
- Fig. 20. Approximation functions in one of the cross-sections of the η_{max} surface, (a) for constant k=0.8, (b) for constant B=0.1.

5.2. Analiza maksymalnej odpowiedzi konstrukcji

W każdym przypadku obliczeniowym obszar obciążenia poprzecznego powodowanego wirami jest ograniczony tylko do część konstrukcji, małej w porównaniu do całej wysokości (rys. 21). Ograniczony zasięg wzbudzenia wirowego powoduje powstawanie stosunkowo niewielkich obciążeń i w związku z tym niskich wartości odpowiedzi kominów. Należy zaznaczyć, że w przypadku kominów stalowych ograniczenie ΔL wynika głównie z małej średnicy tych konstrukcji, a więc również niskiej wartości parametru L_w . Gdy chodzi o kominy żelbetowe i analizowane wieże, to w przyjętym modelu ograniczenie ΔL związane jest z małą wartością obliczonego pola postaci drgań własnych, pod krzywą postaci drgań $\Phi_i(z)$, przy przyjmowaniu funkcji $\theta(z)$ (por. rys. 4). Ponadto należy stwierdzić, że zaprojektowanie i wykonanie wieży Ostankino i Hornisgrinde w zasadzie uniemożliwia znaczące wzbudzenie wirowe.





Fig. 21. Domains ΔL of vortex excitation: (a) steel chimneys (cases 5, 6, 8, 9 – 2nd mode shape), (b) concrete chimneys, (c) concrete towers.

We wszystkich wariantach przeprowadzonych obliczeń wyznaczono wartości maksymalnego przemieszczenia konstrukcji (wierzchołka). Przykładowe wyniki dotyczące maksymalnego przemieszczenia wierzchołka w funkcji *B* i *k* pokazano na przykładzie komina stalowego (rys. 22a) i żelbetowego (rys. 22b). Maksymalne przemieszczenia występują w przypadku, gdy wzbudzenie wirowe ma charakter niemalże harmoniczny ($B \rightarrow 0$) i jest decydującym obciążeniem poprzecznym ($k \rightarrow 1.0$). Na rys. 23 zestawiono otrzymane w obliczeniach największe wartości odpowiedzi kominów stalowych i żelbetowych w zależności od parametrów bezwymiarowych takich jak smukłość λ i liczba Scrutona *Sc*. Uogólniając, można stwierdzić, że większe wartości η_{war} osiągnięte zostały przy niższej liczbie *Sc*, a także niższej smukłości λ .



Rys. 22. Wartość η_{max} : (a) komin stalowy (H=38.174m, D=1.4m – ks2), (b) komin żelbetowy (H=260m, D_i =7.7m – kz5).

Fig. 22. Value of η_{max} : (a) steel chimney (H=38.174m, D=1.4m - ks2), (b) concrete chimney (H=260m, D_t =7.7m - kz5). a)



Rys. 23. Maksymalne przemieszczenie η_{max} w funkcji smukłości λ i liczby Scrutona *Sc*: (a) kominy stalowe, (b) kominy żelbetowe.

Fig. 23. Maximum top displacements η_{max} against slenderness ratio λ and Scruton Nuber *Sc*: (a) steel chimneys, (b) concrete chimneys.

5.3. Porównanie z wynikami badań in situ

Otrzymane za pomocą obliczeń według proponowanego modelu wyniki, w większości przypadków odpowiadają rezultatom pomiarów przeprowadzonych na rzeczywistych obiektach. Na rys. 24 przedstawiono porównanie obliczeń odpowiedzi kominów stalowych na wzbudzenie wirowe z wynikami badań "in situ" zebranymi przez Ruscheweyh'a [31], Ruscheweyh'a i Galemanna [32]).



Rys. 24. Porównanie otrzymanych wyników obliczeń dla kominów stalowych z pomiarami w skali naturalnej.

Fig. 24. Comparison of calculations for steel chimneys with full-scale measurements.

Podobne porównania przeprowadzono również w odniesieniu do kominów żelbetowych, ale w tym przypadku występuje zdecydowany niedostatek danych dotyczących badań na konstrukcjach rzeczywistych.

Otrzymane rezultaty obliczeń porównano z następującymi wynikami badań na rzeczywistych konstrukcjach:

1. Komin 265m w Australii (Melbourne i in. [33], Cheng i Kareem [34]). Porównano wartość r.m.s maksymalnego przemieszczenia wierzchołka wyrażoną w [cm], w zależności od wielkości bezwymiarowej (zredukowanej prędkości wiatru), danej wzorem: $V_H/(fD_H)$, gdzie V_H – prędkość wiatru na wierzchołku, D_H – średnica wierzchołka, f – częstotliwość drgań – rys. 25a.

2. Komin 130m w Danii (Christensen i Askegaard [35], Cheng i Kareem [34]). Porównano bezwymiarową amplitudę przemieszczeń wyrażoną w procentach w zależności od $V_{\mu}/(fD_{\mu})$ – rys. 25b.

3. Cztery kominy: 245m, 200m, 274m, 180m (ESDU 85038 [15]), komin 200m w Japonii (Sanada i in. [36]), komin 300m w RPA (Waldeck [37]). Z powodu braku wystarczających danych porównano maksymalne przemieszczenie wyrażone w [cm], w zależności od wysokości komina (rys. 25c) i smukłości (rys. 25d).



Fig. 25. Porównanie wyników z pomiarami w skali naturalnej dla kominów żelbetowych. Fig. 25. Comparison of calculations for concrete chimneys with full-scale data.

5.4. Wpływ korozji komina stalowego na jego odpowiedź

W przypadku kominów stalowych znaczący wpływ na przemieszczenia ma stopień skorodowania wewnętrznej powierzchni płaszcza stalowego. Należy zaznaczyć, że podawane w literaturze wyniki pomiarów lub obliczeń nie precyzują stadium w jakim znajduje się komin. Przykładowy wpływ korozji na odpowiedź pokazano na rys. 26.

5.5. Wpływ sprzężeń zwrotnych na odpowiedź konstrukcji

W przeprowadzonych obliczeniach rozważono aspekt sprzężenia zwrotnego pomiędzy odrywającymi się wirami, a drgającą konstrukcją. Dla danej konfiguracji parametrów opisujących model, wykonano obliczenia w sposób do tej pory opisywany, a następnie przyjmując przy generowaniu każdego kroku czasowego obciążenia "w przód", odchylenie standardowe przemieszczeń $\sigma\eta$ równe 0 (a więc wyłączając sprzężenia). Poniżej zamieszczono wykresy pokazujące różnice uzyskane w wynikach dla kominów stalowych (rys. 27a) i żelbetowych (rys. 27b). W celu lepszego ich zobrazowania zamieszczono także wykresy zmian procentowych obliczonych ze stosunku wartości maksymalnego przmieszczenia wyznaczonego przy założeniu sprzężeń zwrotnych do analogicznej wartości wyznaczonej bez sprzężeń. Wydaje się, że sprzężenie zwrotne ma niewielkie znaczenie dla analizowanych konstrukcji. Prawdopodobnie dlatego, że wartości przemieszczeń są niewielkie.



- Rys. 26. Maksymalne przemieszczenie wierzchołka komina stalowego η_{max} [m] w zależności od stopnia korozji wewnętrznej strony przewodu komina Δg [mm]: (a) komin ks2, H=38.174m i D=1.4m, (b) komin ks5 H=60m i D=2.2m.
- Fig. 26. Maximum top displacement of steel chimney η_{max} [m] in relation to corrosion degree of inner side of steel pipe Δg [mm]: (a) chimney ks2, H=38.174m i D=1.4m, (b) chimney ks5, H=60m i D=2.2m.



- Rys. 27. Zmiany maksymalnego przemieszczenia przy obliczeniach ze sprzężeniami i bez: (a) kominy stalowe, (b) kominy żelbetowe. Niektóre kominy stalowe zostały obliczone również w drugiej postaci drgań, mianowicie: przypadek 1 ks1, 2 ks2, 3 ks3, 4 ks3, druga postać, 5 ks4, 6 ks4, druga postać, 7 ks5, 8 ks6.
- Fig. 27. Differences in lateral top response of analysed structures computed with and without feedbacks: (a) steel chimneys, (b) concrete chimneys. Some steel chimneys have been also computed in the second mode shape, in particular: case 1 ks1, 2 ks2, 3 ks3, 4 ks3, second mode, 5 ks4, 6 ks4, second mode, 7 ks5, 8 ks6.

5.6. Porównanie wyników z obliczeniami normowymi

Otrzymane wartości maksymalnych przemieszczeń, porównano z obliczeniami wykonanymi zgodnie z Eurocode – prEN [26] i ESDU [15]. Jeśli chodzi o normę Eurocode, to użyto w obliczeniach dwóch modeli: Ruscheweyh'a, obowiązującego także w starszych wersjach Eurokodu i w DIN [25] oraz zmodyfikowanego przez Hansena modelu Vickery'ego. Na kolejnych rysunkach zestawiono wartości maksymalnych przemieszczeń wierzchołków η_{max} dla kominów stalowych (rys. 28a) i żelbetowych (rys. 28b). Na podstawie prezentowanych wykresów można stwierdzić, że wyniki otrzymane zgodnie z przedstawionym modelem znajdują się pomiędzy wynikami otrzymanymi według innych podejść normowych. Wydaję się, że procedury zawarte w Eurocode przeszacowują wartości maksymalnych przemieszczeń. Wyniki obliczeń według proponowanego modelu są zbliżone do wartości uzyskanych na podstawie procedur ESDU.



Rys. 28. Porównanie wyników obliczeń wykonanych według proponowanego modelu i innych modeli normowych wzbudzenia wirowego: (a) kominy stalowe, (b) kominy żelbetowe.
 Fig. 28. Comparison of displacements obtained according to proposed model with other models.

Fig. 28. Comparison of displacements obtained according to proposed model with other models of vortex excitation: (a) steel chimneys, (b) concrete chimneys.

6. Wnioski końcowe

Przeprowadzone analizy pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Do symulacji zjawiska wzbudzenia wirowego użyto dwóch metod: WAWS i AR. Na podstawie porównania estymatorów gęstości widmowej mocy z zakładaną funkcją gęstości stwierdzono, że:

- WAWS nadaje się do generowania wzbudzenia wirowego zgodność estymatorów funkcji gęstości widmowej mocy z funkcją zakładaną.
- AR nie nadaje się do generowania wzbudzenia wirowego brak zgodności estymatorów funkcji gęstości widmowej mocy z funkcją zakładaną. Jest to spowodowane używaniem w obliczeniach zbyt długiego kroku czasowego.
- Należy zaznaczyć, że w niniejszej pracy przedstawiono nowy sposób wykorzystania metod symulacji procesów losowych. Do tej pory w zagadnieniach aerodynamiki stosowane były one do symulacji pola prędkości wiatru, tutaj zaś użyto ich do bezpośredniego generowania obciążenia wirowego.

2. Jako wyniki przeprowadzonych obliczeń – według proponowanego modelu matematycznego wzbudzenia wirowego, przy użyciu stworzonego programu komputerowego "Vortex Load" – przyjęto estymatory odpowiedzi konstrukcji w punkcie z_0 , stanowiącym środek obszaru występowania wzbudzenia. W punkcie z_0 obliczano jako średnie z 10 cykli obliczeniowych następujące wielkości: $\sigma\eta$, η_{max} , g. Analizowano liczne przypadki obciążenia wzbudzeniem i odpowiedzi konstrukcji, przy zmianach parametrów "wejściowych" opisujących model. Na otrzymanych wynikach przeprowadzono analizę wrażliwości na podstawie, której stwierdzono:

- Prezentowana wersja analizy wrażliwości może służyć do oceny wpływu parametrów opisujących model na wyniki (obciążenie i odpowiedź).
- Otrzymane wyniki dość silnie zależą od parametrów k i B.
- Parametr α ma niewielki wpływ na odpowiedź.
- Parametr chropowatości k ma znaczny wpływ na odpowiedź, ale jego wartość jest ustalana dla danego rodzaju konstrukcji.
- Wartości maksymalne przemieszczeń otrzymane zostały dla $B \rightarrow 0$ i $k \rightarrow 1$.

3. Stworzony program komputerowy "Vortex Load" może stanowić przydatne narzędzie wspomagające obliczenia obciążenia poprzecznego powodowanego wzbudzeniem wirowym konstrukcji smukłych o kołowych przekrojach poprzecznych, jak również szacowania odpowiedzi konstrukcji na to działanie. W każdym cyklu obliczeniowym wyznaczano oprócz estymatorów w punkcie z_0 również przemieszczenie maksymalne budowli (wierzchołka), które porównano z wynikami badań "in situ". Można stwierdzić, że obliczenia wykonane za pomocą programu "Vortex Load" dają wystarczającą zgodność z wynikami eksperymentalnymi uzyskanymi na rzeczywistych konstrukcjach.

4. Wydaje się, że powszechnie używane podejścia normowe (Eurocode, DIN) podają wielkość obciążenia poprzecznego powodowanego wzbudzeniem wirowym, a więc również odpowiedzi konstrukcji na zawyżonym poziomie. W większości modeli normowych założone jest wystąpienie harmonicznego modelu wzbudzenia, w zasadzie niemożliwego w warunkach rzeczywistych. Wyniki obliczeń według modelu są zbliżone do wyników otrzymanych według procedur ESDU.

5. Ubytek korozyjny w płaszczu stalowym, który założono przy obliczeniach kominów stalowych może istotnie wpływać na ich odpowiedź. Należy zaznaczyć,

że w podawanych w literaturze wynikach badań w skali naturalnej przeważnie nie określa się warunków eksploatacji komina, przy jakich dokonano tych pomiarów.

6. Na podstawie obliczeń przeprowadzonych z założeniem sprzężeń zwrotnych między odrywającymi się wirami a drgającą konstrukcją ($\sigma_{\hat{\eta}} \neq 0$) oraz bez nich ($\sigma_{\hat{\eta}} = 0$), można stwierdzić, że sprzężenia mają w analizowanych przypadkach kominów stalowych i żelbetowych oraz wieży znaczenie drugorzędne.

7. Obliczone odpowiedzi analizowanych konstrukcji są na stosunkowo niskim poziomie – wydaje się więc, że znaczenie obciążenia wirowego nie jest dla nich znaczące. Aby całkowicie zniwelować wpływ wzbudzenia wirowego należy:

- Zaprojektować i wykonać konstrukcję w sposób uniemożliwiający odrywanie się wirów – dotyczy to głównie wieży o zmiennym wzdłuż wysokości przekroju poprzecznym. Należy podkreślić, że obie analizowane wieże zostały zaprojektowane i wykonane tak, że wystąpienie wzbudzenia wirowego na znacznym odcinku wzdłuż wysokości jest w zasadzie niemożliwe.
- Założyć tłumiki aerodynamiczne dotyczy to głównie kominów.

Literatura

- [1] Flaga A., *Nieliniowy, amplitudowo zależny, samoograniczony model zjawiska synchronizacji częstotliwości przy wzbudzeniu wirowym*, Księga Jubileuszowa Profesora Z. Kączkowskiego, Warszawa, 1996, pp.: 141-149 (in Polish).
- [2] Flaga A., Wind vortex-induced excitation and vibration of slender structures. Single structure of circular cross-section normal to flow, Monograph 202, Cracow, Poland, 1996.
- [3] Flaga A., *Nonlinear amplitude dependent self-limiting model of lock-in phenomenon at vortex excitation*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 69-71 (1997) 331-340.
- [4] Flaga A., Universal formulae for power spectral density of vortex-induced excitation of elastically supported circular cylinder, 4th BBAA, Bochum, Germany, 2000, pp.: 625-629.
- [5] Lipecki T., Vortex excitation of tower-like structures of circular cross-sections, Thesis, Lublin, Poland, 2006 (in Polish).
- [6] Flaga A., Lipecki T., *Comparative study of vortex excitation for various tower-like structures*, Proc. 10th ICWE, Copenhagen, Dania, 1999, pp.: 423-430.
- [7] Flaga A., Lipecki T., *Simulation of across-wind action caused by vortex excitation*, Proc. 4th EACWE, Praha, Czech Republik, 2005, pp.:112-113.
- [8] Flaga A., Lipecki T., *Implementacja numeryczna własnego modelu wzbudzenia wirowego*, Inżynieria i Budownictwo 8 (2005) 428-431 (in Polish).
- [9] Flaga A., Lipecki T., *Wzbudzenie wirowe konstrukcji wieżowych o przekroju kołowym zmiennym wzdłuż wysokości*, Proc. 3rd Symp. Env. Effects on Building and People, Zwierzyniec, Poland, 2001, pp.: 45-54.
- [10] Flaga A., Lipecki T., Generation of vortex excitation of slender structures. Proc. 4th Symp. Env. Effects on Building and People, Susiec, Poland, 2004, pp.: 15-18.
- [11] Lipecki T., Flaga A., *Influence of corrosion of steel chimneys on its response under vortex excitation*, Proc. 12th ICWE, Cairns, Australia, 2007, pp.: 983-990.
- [12] Flaga A., Błazik-Borowa E., Podgórski J., *Aerodynamics of slender structures and bar-cable structures*, Monograph, Lublin Technical University, 2004 (in Polish).
- [13] Flaga A, Lipecki T., Special aspects of slender structures vortex excitation, in Monograph: Environmental effects on building, structures, materials and people, Lublin, 2007, 291-302.
- [14] Lipecki T., *The Use of Sensitivity Analysis in Identification of Vortex Excitation Parameters*, in Monograph: *Environmental effects on building, structures, materials and people*, Lublin, 2007, pp.: 11-22.

142	Tomasz Lipecki
[15]	ESDU 85038, <i>Circular-cylindrical structures: dynamic response to vortex shedding</i> , <i>Part I: calculation procedures and derivation</i> , London, ESDU Int. Ltd, 1990.
[16]	ESDU 80025, Mean forces, pressures and flow field velocities for circular cylindrical struc- tures: single cylinder with two-dimensional flow, London, ESDU Int. Ltd, 1986.
[17]	ESDU 82026, <i>Strong winds in the atmospheric boundary layer</i> , <i>Part 1: mean – hourly wind speed</i> , London, ESDU Int. Ltd, 1982.
[18]	Novak M., Tanaka H., <i>Pressure correlations on a vibrating cylinder</i> , Proc. 4th Int. Conf. Wind Effects on Building and Structures, Heathrow 1975, Cambridge University Press, London, 1977, pp.: 227-232.
[19]	Howell J.F., Novak M., <i>Vortex shedding from circular cylinders in turbulent flow</i> , Proc. 5th ICWE, USA 1979, Pergamon, Oxford, 1980, pp.: 619-629.
[20]	Vickery B.J., Basu R.J., <i>Simplified approaches to the evaluation of the across-wind response of chimneys</i> , Proc. of the 6th ICWE., Gold Coast, Australia, J. Ind. Aerodyn., 14 (1983) 153-166.
[21]	Vickery B.J., <i>Wind loads on towers and chimneys</i> , Proc. of Int. Symp.: Experimental determination of wind loads on civil engineering structures, 1990, New Delhi, pp.: 87-99.
[22]	Vickery B.J., <i>The response of chimneys and tower like structures to wind loading. A state of the art in wind engineering</i> , Wiley Eastern Limited, 1995, pp.: 205-233.
[23]	Ruscheweyh H., <i>Codification of vortex excited vibrations, Recent advances in wind engi- neering</i> , Proc. of the 2nd Asia-Pacific Symp. on Wind Eng., Beijing, China, Int. Acad. Publ., Pergamon Press, 1, 1989, pp.: 362-372.
[24]	Ruscheweyh H., Windlastannahmen für turmartige Bauwerke, DIN-Mitt 71, 11 (1992) 644-647, Berlin.
[25]	DIN 1055, Lastannahmen für Bauten, Windwirkungen auf Bauwerke, 1989.
[26]	PrEN 1991-1-4.6 (Draft), 2003: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions.
[27]	Shinozuka M., <i>Stochastic Mechanics</i> , v. 1, Depart. of Civil Eng. & Eng. Mech, Columbia Univ, 1987, NY, USA.
[28]	Shinozuka M., Jan C.M., Digital simulation of random processes and its application, J. Sound Vib., 25(1) (1972) 111-128.
[29]	Borri C., Generation procedures of stationary random processes simulating wind time series, Sezione Strutture 11 (1988), Univ. di Firenze.
[30]	Borri C, Crocchini F., Facchini L., Spinelli P., <i>Numerical simulation of stationary and non-stationary sto-chastic processes: a comparative analysis for turbulent wind fields</i> , Proc. 9th ICWE, New Delhi, India, 1995, pp. 47-55.
[31]	Ruscheweyh H., <i>Practical experiences with wind-induced vibrations</i> , J. Ind. Aerodyn, 33 (1990) 211-218.
[32]	Ruscheweyh H., Galemann T., Full-scale measurements of wind-induced oscillations of chimneys, J. Ind. Aerodyn., 65 (1990) 55-62.
[33]	Melbourne W.H., Cheung J.C.K., Goddard C.R., <i>Response to Wind Action of 265-m Mount Isa Stack</i> , J. Struct. Eng. Div., ASCE, 109(11) (1983) 2561-2577.
[34]	Cheng C.M., Kareem A., <i>Acrosswind Response of Reinforced Concrete Chimneys</i> , J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 41-42 (1992) 2141-2152.
[35]	Christensen O., Askegaard V., <i>Wind Forces on and Excitation of a 130m Concrete Chim-</i> <i>ney</i> , J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 3(1) (1978) 61-77.
[36]	Sanada S., Suzuki M., Matsumoto H., Full scale measurements of wind force acting on a 200m concrete chimney and the chimney response, J. Ind. Aerodyn., 43 (1992) 2165-2176.
[37]	Waldeck J.L., <i>The measured and predicted response of a 300m concrete chimney</i> , J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 4 (1992) 229-240.

Vortex excitation of tower-like structures of circular cross-sections

Tomasz Lipecki

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Department of Structural Mechanics, e-mail: t.lipecki@pollub.pl

Abstract: The paper deals with the description of vortex excitation phenomenon in cases of structures of circular cross-sections. Other sources of across-wind load (fluctuations of wind direction or aerodynamic interference) are neglected in this paper. The main aim of this paper is presentation of a theoretical background of a new mathematical model of critical vortex excitation of slender structures of circular cross-sections. All calculations have been performed using own computer programme according to numerical implementation of mathematical model. That programme allows to simulate across-wind action caused by vortices as well as a lateral response of the analysed structure. Simulations of vortex excitation are performed in real time on the basis of lateral displacements. Sensitivity analysis of results has been carried out for the purpose of determination of the importance of particular parameters describing mathematical model for lateral displacement of analysed structures. Final results concerning maximum lateral top displacements of the structures obtained according to the new model have been compared with available full-scale data for steel and concrete chimneys. Maximum lateral top displacements have been also compared with results obtained according to procedures included in codes and standards. Moreover, additional aspects of vortex excitation are presented: the influence of corrosion of steel chimneys and the influence of feedbacks between vortex shedding and lateral vibrations on lateral response of analysed structures.

Key words: Vortex excitation, across-wind load, steel chimneys, concrete chimneys.

Informacje dla autorów.

Objętość pracy nie powinna przekraczać 16 stron maszynopisu. Maszynopis należy przygotować w formacie A4, jednostronnie, z marginesem 2.5cm z każdej strony. Pracę należy nadsyłać pocztą (1 kopia maszynopisu i dyskietka zapisana w formacie MS-Word) lub drogą elektroniczną.

Układ pracy powinien być następujący: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, streszczenie – do 200 słów, słowa kluczowe, właściwy tekst pracy z pierwszym rozdziałem stanowiącym wprowadzenie. Na końcu pracy należy zamieścić w języku angielskim: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, abstract – do 200 słów, słowa kluczowe.

Wzory matematyczne należy pisać stylem matematycznym (najlepiej styl Euclid 10, zawarty w edytorze równań MS-Word), np.:

$$S_{u}(z,n) = \frac{4x_{u}(z)\sigma_{u}^{2}}{n\left[1+70.7x_{u}^{2}(z)\right]^{5/6}}$$
$$x_{u}(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\overline{u}(z)}$$

W tekście należy umieszczać rysunki (tabele) czarno-białe z opisem i podpisem w języku polskim i angielskim.

Do tabeli i rysunków należy umieszczać odnośniki możliwie blisko ich występowania w tekście – Rys. 1, Tab. 1. Odnośniki do literatury należy umieszczać w tekście w następujący sposób: Matthews i Rawlings [1], Murakami [2], Patel i in. [3].

Zestawienie literatury należy umieścić na końcu pracy przed streszczeniem w języku angielskim, w kolejności cytowania w tekście, w następującej formie:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C, Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.

Information for authors.

The text may not exceed 16 typed pages. The manuscript should be typed in the A4 format, with the margins 2.5 cm on each side. The paper should be sent by mail (1 copy and diskette with Ms-Word file) or by e-mail.

The following paper layout should be used: title, authors full names, affiliation with e-mail, abstract (max. 200 words), key words, text of the paper with the introduction as the first chapter.

Equations should be typed using mathematical style (preferably Euclid 10 style in Ms-Word equation editor), for example:

$$\begin{split} S_{u}(z,n) &= \frac{4x_{u}(z)\sigma_{u}^{2}}{n\big[1+70.7x_{u}^{2}(z)\big]^{5/6}}\\ x_{u}(z) &= L_{ux}\cdot\frac{n}{\overline{u}(z)} \end{split}$$

Figures and tables should be prepared monochromatic.

References to figures and tables should be placed close to its appearance in text – Fig. 1, Tab. 1. References to the literature should be cited by names and numbers: Matthews i Rawlings [1], Murakami [2], Patel i in. [3].

All references in the text must be listed at the end of the paper according to its appearance in the text:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C, Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.