ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAE RESOVIENSIS

NR 283

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt 59 (nr 3/2012/IV)



WYDZIAŁ
BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Feliks STACHOWICZ

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinviy Blikharskyy (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

R e d a k t o r s e r i i
Grzegorz PROKOPSKI

R e d a k t o r n a u k o w y
Aleksander KOZŁOWSKI

R e d a k t o r z y z e s z y t u
Zdzisław PISAREK
Andrzej WOJNAR

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów

Nakład 400 + 50 egz. Ark. wyd. 45,47. Ark. druk. 27,75. Papier offset. 70g B1.
Oddano do druku w maju 2012 r. Wydrukowano w maju 2012 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 40/1/12

SPIS TREŚCI

GEOTECHNIKA

Iwona CHMIELEWSKA, Katarzyna DOŁŻYK, Zenon SZYPCIO: Szacowanie osiadań fundamentów bezpośrednich 9

Katarzyna DOŁŻYK, Zenon SZYPCIO: Stateczność na obrót płytowo - kątowych ścian oporowych 17

Paweł FALACIŃSKI: Wpływ rodzaju próbek na parametry wytrzymałościowe zawiesin twardniejących 25

Wojciech GOSK: Zastosowanie metody stycznych do identyfikacji modułu sztywności podłoża gruntowego badanego płytą dynamiczną ZFG-01 33

Marzena KŁOS, Marek SŁOŃSKI, Zenon WASZCZYSZYN: Zastosowanie metody Gaussowskiego procesu do identyfikacji charakterystyk zagęszczenia gruntów ziarnistych 41

Wojciech KOZŁOWSKI, Andrzej SUROWIECKI, Adam BALAWEJDER: Analiza przemieszczeń płyty dennej dwukomorowego zbiornika zagłębionego w ośrodku gruntowym 49

Zygmunt MEYER, Grzegorz SZMECHEL: Metoda interpretacji testów statycznych obciążeń pali prefabrykowanych 57

Rafał OSSOWSKI, Zbigniew SIKORA: Perspektywy zastosowania materiałów antropogenicznych w kontekście zielonej geotechniki 65

Adam PINKOWSKI, Kazimierz GWIZDAŁA: Wpływ iniekcji cementowych na osiadanie i nośność pali wielkośrednicowych w glinie 71

Grzegorz STRAŻ: O przewodności hydraulicznej wybranego torfu z rejonu Rzeszowa 77

Grzegorz STRAŻ: O wyznaczaniu edometrycznych modułów ściśliwości gruntów słabonośnych na przykładzie namułu z Rzeszowa 85

Andrzej SUROWIECKI, Wojciech KOZŁOWSKI, Marcin WASIAK: Analiza numeryczna stanu naprężeń podkładu kolejowego w funkcji parametrów podłoża 93

Zenon SZYPCIO: Współczynniki parcia i odporu dla małych wartości kąta ν 101

Krzysztof TROJNAR: Wstępna analiza posadowienia ekranów akustycznych na palach według różnych metod obliczeniowych 109

Lidia WANIK, Joanna BZÓWKA: Wpływ wybranych czynników na geometrię kolumn iniekcyjnych 117

Krzysztof WILK: Badania lokalnych odkształceń próbek gruntów madowych 125

Jerzy Antoni ŻURAŃSKI, Andrzej SOBOLEWSKI: Próba probabilistycznej oceny głębokości przemarzania gruntu 133

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - DROGI

Marek BAUER: Ocena warunków przejazdu autobusów po wydzielonych pasach..... 143

Lesław BICHAJŁO: Obserwacja drogi i związane z nią stany uwagi wzrokowej kierowców.... 151

Lesław BICHAJŁO, Mateusz SZARATA: Atrakcyjność roweru miejskiego jako środka lokomocji na przykładzie Rzeszowa 159

Marcin BUDZYŃSKI: Koncepcja metody oceny zagrożeń w ruchu drogowym..... 167

Anna CHOMICZ-KOWALSKA: Ocena odporności na oddziaływanie wody i mrozu recyklowanych mieszanek podbudowy w aspekcie rodzaju asfaltu spienionego.... 175

Mariusz DUDEK: Wybrane aspekty badań miejskiego ruchu rekreacyjnego na przykładzie Krakowa..... 183

Paweł GIERASIMIUK, Władysław GARDZIEJCZYK: Makrotekstura nawierzchni asfaltowych – wybrane aspekty jej oceny 191

Jarosław GÓRSZCZYK, Konrad MALICKI: Trwałość zmęczeniowa połączeń warstw asfaltowych w badaniach laboratoryjnych..... 199

Marcin GRYGIEREK: Zmiany sztywności warstwy z kruszywa poddanej zróżnicowanym wpływom eksploatacji górniczej..... 207

Marek IWAŃSKI: Wpływ wapna hydratyzowanego na parametry eksploatacyjne nawierzchni z warstwą ścieralną SMA 213

Marek IWAŃSKI, Przemysław BUCZYŃSKI: Wpływ pyłów mineralnych na moduł sztywności podbudowy z asfaltem spienionym 221

Kazimierz JAMROZ: Koncepcja systemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego w Polsce 229

Janusz KAWECKI, Krzysztof KOZIOŁ, Krzysztof STYPUŁA: Prognozowanie wpływu drgań na budynki i ludzi w budynkach przy projektowaniu dróg przechodzących przez małe miejscowości 239

Mariusz KIEĆ: Wpływ typu zabudowy na bezpieczeństwo ruchu na drogach przechodzących przez małe miejscowości 247

Paweł KOSSAKOWSKI: Ekran akustyczny o konstrukcji stalowej z wypełnieniem ziemnym . 257

Jan B. KRÓL, Piotr RADZISZEWSKI, Karol KOWALSKI, Piotr ŚWIEŻEWSKI: Właściwości niskotemperaturowe lepiszczy asfaltowych z dodatkiem parafin nowej generacji 265

Grzegorz MAZUREK: Odporność betonu asfaltowego modyfikowanego woskiem syntetycznym na deformacje trwałe 273

Paweł MIECZKOWSKI: Efektywność zagęszczania gorących MMA ochładzanych wodą 281

Andrzej PLEWA: Ocena trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności 289

Andrzej POŻARYCKI, Paweł RYDZEWSKI: Elementy przekształceń obrazów cyfrowych w bazach danych systemów zarządzania nawierzchniami bitumicznymi 297

Andrzej POŻARYCKI, Paweł RYDZEWSKI: Metoda lokalnych wzorców binarnych do identyfikacji uszkodzeń nawierzchni drogowych 305

Stanisław RADOSZ, Marian TRACZ: Lokalizacja zabudowy względem dróg w aspekcie ochrony przed hałasem 313

Piotr RADZISZEWSKI, Jerzy PIŁAT, Karol J. KOWALSKI, Jan B. KRÓL, Michał SARNOWSKI: Analiza lepkosprężystych właściwości asfaltów i polimeroasfaltów 323

Michał SARNOWSKI, Piotr RADZISZEWSKI, Jerzy PIŁAT, Karol KOWALSKI, Jan B. KRÓL, Zbigniew KRUPA: Porównanie reologicznych właściwości lepiszczy gumowo-asfaltowych i polimeroasfaltów 331

Marcin STANIEK: Diagnostyka stanu nawierzchni drogowej z wykorzystaniem pomiarów stereoskopowych 339

Dariusz SYBILSKI, Igor RUTTMAR, Wojciech BAŃKOWSKI: Nawierzchnie drogowe z granulatem gumowo-asfaltowym – analiza hałasu i właściwości reologicznych . 347

Robert WARDĘGA, Antoni SZYDŁO: Widma obciążeń nawierzchni drogowych 353

Marta WASILEWSKA, Władysław GARDZIEJCZYK: Analiza ilościowa i jakościowa zmian mikroteksturalnych powierzchni kruszywa stosowanego do warstwy ścieralnej 361

Jarosław WILANOWICZ, Wojciech GRABOWSKI, Marta ANDRZEJCZAK: Właściwości strukturalne i funkcjonalne popiołów lotnych jako wypełniaczy do mieszanek mineralno – asfaltowych 369

Krystian WOŹNIAK: Kryterium hałasu w projektowaniu wjazdów z drogi do ekranowanej zabudowy 377

Andrzej ZALEWSKI: Zasady przekształceń elementów sieci drogowej w rozwiązaniach uspokojenia ruchu w aspekcie potrzeb różnych uczestników ruchu 385

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - MOSTY

Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Anna BANAŚ, Maciej MALINOWSKI, Mikołaj MIŚKIEWICZ: Awaria wiaduktu nad autostradą A2 395

Marcin GÓRECKI, Grażyna ŁAGODA, Marek ŁAGODA: Dźwigary mostowe ze środnikami z blach falistych w świetle badań eksperymentalnych 403

Maciej KULPA, Tomasz SIWOWSKI: Walidacja modeli numerycznych typowych wiaduktów drogowych na podstawie badań 411

Tomasz MICHAŁOWSKI: Problemy eksploatacji kładek dla pieszych w południowej Polsce . 419

Janusz SZELKA, Zbigniew KAMYK: Budowa mostów objazdowych na czas przebudowy obiektów drogowych 427

Wojciech TROCHYMIAK, Radosław OLESZEK, Przemysław MOSSAKOWSKI: Analiza mostów kolejowych z belek LW 1200 w celu dostosowania linii CMK do dużych prędkości 435

GEOTECHNIKA

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Iwona CHMIELEWSKA[1]
Katarzyna DOŁŻYK[2]
Zenon SZYPCIO[3]
Politechnika Białostocka

SZACOWANIE OSIADAŃ FUNDAMENTÓW BEZPOŚREDNICH

STRESZCZENIE

W pracy analizowano zagadnienie osiadań natychmiastowych fundamentów bezpośrednich. W stosowanej powszechnie metodzie według PN-81/B-03020 fundament traktuje się jako idealnie wiotki, a rozkład naprężeń w podłożu nie zależy od modułu odkształcenia E i współczynnika Poissona ν. Taką procedurę obliczania osiadań dopuszcza również Eurokod 7. W pracy pokazano, że aktywna strefa podłoża ma miąższość 5÷10B zależnie od kształtu fundamentu (L/B). Zgodnie z praktyką przyjętą w wielu krajach, szacowanie osiadań fundamentu na niejednorodnym podłożu można wyznaczyć uśredniając moduł odkształcenia E w strefie aktywnej podłoża. Pomijanie w obliczeniach sztywności fundamentu prowadzi do znacznych błędów osiadań w punktach położonych blisko krawędzi i naroża fundamentu. Według Eurokodu 7 osiadania obliczone tradycyjnie mogą być traktowane jedynie jako pewne, górne oszacowanie.

SŁOWA KLUCZOWE: fundament bezpośredni, osiadanie

1. WPROWADZENIE

Eurokod 7 [1,2] opisuje dwie metodyki szacowania osiadań fundamentów bezpośrednich: uproszczoną metodę ośrodka sprężystego i metodę sumowania odkształceń warstw podłoża. W metodzie uproszczonej używa się rozwiązań teorii sprężystości. Teorię sprężystości można stosować tylko wtedy, gdy pod fundamentem nie ma znaczących obszarów uplastycznienia i odkształcenia można uważać za liniowe. Szczególna ostrożność jest wymagana gdy podłoże jest niejednorodne. W Polsce stosowana jest, dobrze znana, metoda opisana szczegółowo w normie PN-81/B-03020 [3]. Moduły odkształcenia (E) i podatności (M) powinny być określone na podstawie badań laboratoryjnych, polowych (in situ) lub innych zależności naprężenie – odkształcenie pomierzonych w podobnych konstrukcjach i zbliżonych warunkach gruntowych. W obliczeniach inżynierskich zwykle

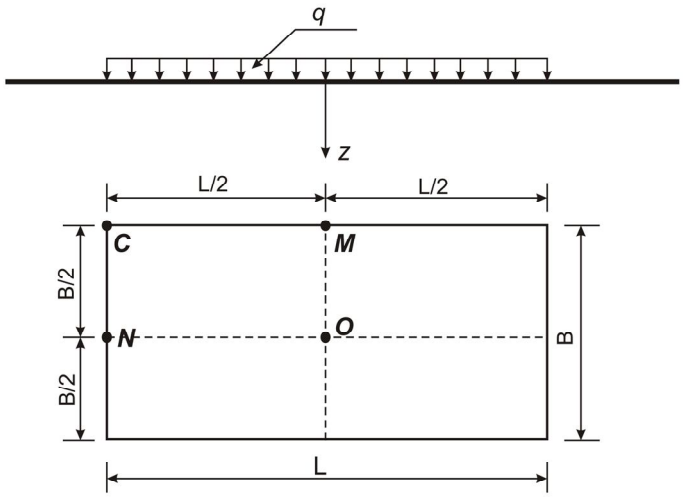
[1] i.chmielewska@pb.edu.pl
[2] k.dolzyk@pb.edu.pl
[3] z.szypcio@pb.edu.pl

przyjmuje się, że fundament i budowla są wiotkie. Korzystając z rozwiązań teorii sprężystości możliwe jest oszacowanie osiadań i różnic osiadań podłoża dla wybranych punktów fundamentu.

W pracy pokazano, że przyjęcie założenia o braku sztywności fundamentu przy stosowaniu metody punktów narożnych do obliczania naprężeń i osiadań punktów leżących na krawędzi lub w pobliżu krawędzi fundamentu prowadzi do znaczących błędów.

2. OSIADANIA PÓŁPRZESTRZENI SPRĘŻYSTEJ

Przyjmijmy, że fundament jest wiotki i obciążenie przekazywane przez fundament o szerokości – B, długości – L jest stałe o intensywności q (rys.1).



Rys.1. Schemat geometrii zagadnienia

Tablica 1. Wartości współczynników I dla charakterystycznych punktów [4]

L/B	I_C	I_M	I_N	I_O	L/B	I_C	I_M	I_N	I_O
1	0,561	0,766	0,766	1,122	**15**	1,401	2,362	1,621	2,802
1,1	0,588	0,810	0,795	1,176	**20**	1,493	2,544	1,713	2,985
1,2	0,613	0,852	0,822	1,226	**25**	1,564	2,686	1,784	3,127
1,3	0,636	0,892	0,847	1,273	**30**	1,622	2,802	1,842	3,243
1,4	0,658	0,930	0,870	1,317	**40**	1,713	2,985	1,934	3,426
1,5	0,679	0,966	0,892	1,358	**50**	1,784	3,127	2,005	3,568
1,6	0,698	1,000	0,912	1,396	**60**	1,842	3,243	2,063	3,684
1,7	0,716	1,033	0,931	1,433	**70**	1,891	3,341	2,112	3,783
1,8	0,734	1,064	0,949	1,467	**80**	1,934	3,426	2,154	3,868
1,9	0,750	1,094	0,966	1,500	**90**	1,971	3,501	2,192	3,943
2	0,766	1,122	0,982	1,532	**100**	2,005	3,568	2,225	4,010
2,2	0,795	1,176	1,012	1,590	**200**	2,225	4,010	2,446	4,451
2,4	0,822	1,226	1,039	1,644	**300**	2,355	4,268	2,575	4,709
2,5	0,835	1,250	1,052	1,669	**400**	2,446	4,451	2,667	4,892
3	0,892	1,358	1,110	1,783	**500**	2,517	4,593	2,738	5,034
3,5	0,940	1,450	1,159	1,880	**600**	2,575	4,709	2,796	5,150
4	0,982	1,532	1,201	1,964	**700**	2,624	4,807	2,845	5,248
4,5	1,019	1,604	1,239	2,038	**800**	2,667	4,892	2,887	5,333
5	1,052	1,669	1,272	2,105	**900**	2,704	4,967	2,925	5,408
6	1,110	1,783	1,330	2,220	$\mathbf{10^3}$	2,738	5,034	2,958	5,476
7	1,159	1,880	1,379	2,318	$\mathbf{10^4}$	3,471	6,500	3,691	6,941
8	1,201	1,964	1,422	2,403	$\mathbf{10^5}$	4,204	7,966	4,424	8,407
9	1,239	2,038	1,456	2,477	$\mathbf{10^6}$	4,937	9,432	5,157	9,874
10	1,272	2,105	1,493	2,544	**∞**	∞	∞	∞	∞

Charakterystyczne punkty, w których obliczane będą osiadania to: punkt centralny – O, punkt N leżący na krawędzi w środku boku krótszego, punkt M leżący na krawędzi w środku boku dłuższego oraz punkt C leżący w narożu fundamentu.

Ogólny wzór na osiadanie jednorodnej półprzestrzeni sprężystej ma postać [4,5]:

$$s = \frac{1-\nu^2}{E}\, q\, B\, I \tag{1}$$

gdzie: E jest modułem odkształcenia (sprężystości), ν - współczynnikiem Poissona, B – mniejszym wymiarem fundamentu, q – stałym obciążeniem przekazywanym przez fundament, zaś I – współczynnikiem osiadania zależnym od L/B (kształtu fundamentu) i położenia rozpatrywanego punktu.

Odpowiednie wartości współczynników I, dla charakterystycznych punktów, oznaczone odpowiednio jako: I_O, I_M, I_N i I_C, otrzymane przez Girouda [4] podano w tablicy 1. Stosując zasadę superpozycji możliwe jest określenie osiadań dowolnego punktu leżącego w obszarze obciążenia i poza obszarem obciążenia.

3. METODA SUMOWANIA ODKSZTAŁCEŃ WARSTW PODŁOŻA

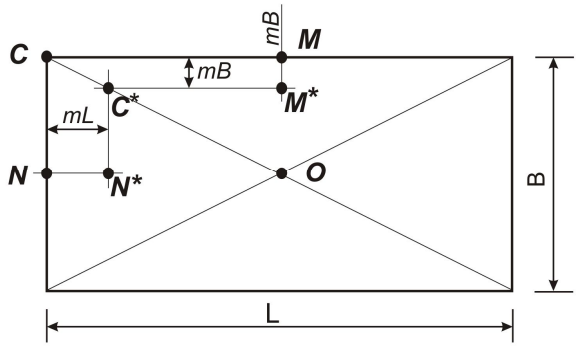
Postępując zgodnie z metodyką opisaną w normie PN-81/B-03020 [3] wartości naprężeń w poszczególnych warstwach podłoża oblicza się posługując się metodą punktów narożnych. Ogólny wzór tej metody ma postać:

$$\sigma_z = \eta_n \cdot q \tag{2}$$

gdzie: σ_z jest naprężeniem pionowym zaś η_n jest współczynnikiem określonym dla punktu narożnego obszaru obciążenia o stałym obciążeniu q. Rozpatrywany punkt powinien być wspólnym narożem dla czterech prostokątnych obszarów obciążenia o długości L (dłuższy bok) i szerokości B (krótszy bok). Wartość współczynnika η_n może być obliczona ze wzoru (3):

$$\eta_n = \frac{1}{2\pi}\left\{ \operatorname{arctg} \frac{L/B}{\frac{z}{B}\sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^2+\left(\frac{z}{B}\right)^2}} + \frac{\frac{L}{B}\,\frac{z}{B}}{\sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^2+\left(\frac{z}{B}\right)^2}} \left[\frac{1}{1+\left(\frac{z}{B}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)^2+\left(\frac{z}{B}\right)^2} \right] \right\} \tag{3}$$

lub odczytana z podanych w normie [3] nomogramów.



Rys.2. Charakterystyczne punkty metody naprężeń narożnych

Punkty leżące na krawędzi (M, N, C) są z punktu widzenia tej metodyki obliczeń punktami osobliwymi, gdyż nie można określić czterech obszarów obciążenia, dla których punkt ten jest narożem. Stosując metodę punktów narożnych obliczono naprężenia i osiadania w punktach M^*, N^*, C^*, O (rys.2). Położenie punktu określa parametr *m*, który przyjmowano jako: 0,5; 0,2; 0,1; 0,05; 0,01 i 0.

Zgodnie z zasadami podziału podłoża na warstwy podanymi w normie [3] obliczono osiadania charakterystycznych punktów, które mogą być wyrażone wzorem:

$$s^* = \frac{q\,B}{M}\, I^* \tag{4}$$

gdzie: s^* jest osiadaniem obliczonym metodą punktów narożnych [3], M – edometrycznym modułem ściśliwości zaś I^* odpowiednim współczynnikiem wpływu.

Z teorii sprężystości mamy [3,5]:

$$\frac{E}{M} = \frac{(1+\nu)^2(1-2\nu)}{1-\nu^2} \tag{5}$$

Wzór (4) może być zapisany w postaci:

$$s^* = \frac{qB}{E}\,\frac{(1+\nu)^2(1-2\nu)}{1-\nu^2}\, I^* \tag{6}$$

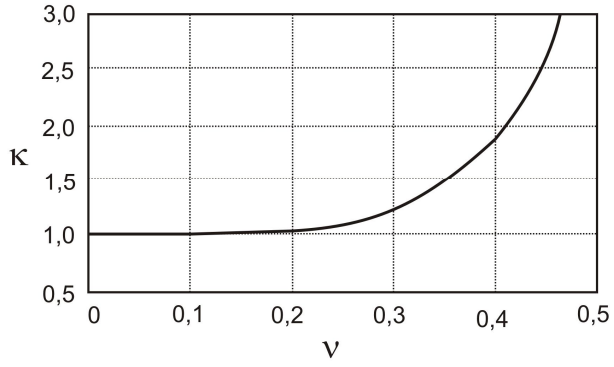
lub

$$s^* = \frac{1-\nu^2}{E}\, q\,B\,\kappa\, I^* \tag{7}$$

gdzie:

$$\kappa = \frac{(1+\nu)^2(1-2\nu)}{\left(1-\nu^2\right)^2} \tag{8}$$

Zależność współczynnika κ od ν pokazano na rysunku 3.



Rys.3. Zależność κ - ν

Zauważmy, że dla $\nu = 0$, $\kappa = 1$ zaś dla $\nu = 0{,}5$ $\kappa = \infty$. Dla większości gruntów wartości ν wahają się od 0,25 do 0,35 i $\kappa \approx 1{,}2$.

Obliczone wartości I^* dla $\nu = 0$ ($\kappa = 1$) podano w tablicy 2.

Tablica 2. Wartości I^* otrzymane z metody punktów narożnych dla $\kappa = 1$

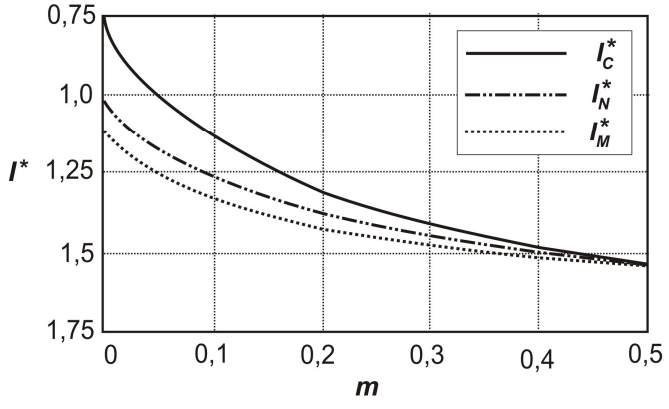
Punkt	m	L/B					
		1	2	3	5	10	20
0	0,50	1,130	1,537	1,779	2,074	2,438	2,729
N^*	0,00	0,753	0,971	1,085	1,217	1,363	1,451
	0,01	0,844	1,065	1,195	1,358	1,576	1,786
	0,05	0,894	1,172	1,352	1,592	1,921	2,216
	0,10	0,950	1,278	1,488	1,759	2,114	2,416
	0,20	1,037	1,393	1,611	1,888	2,245	2,544
M^*	0,00	0,753	1,114	1,337	1,621	1,977	2,264
	0,01	0,844	1,197	1,423	1,709	2,069	2,358
	0,05	0,894	1,254	1,483	1,770	2,131	2,420
	0,10	0,950	1,320	1,551	1,840	2,201	2,491
	0,20	1,037	1,422	1,658	1,950	2,312	2,603
C^*	0,00	0,554	0,746	0,857	0,986	1,130	1,217
	0,01	0,669	0,873	0,995	1,146	1,340	1,512
	0,05	0,732	0,981	1,141	1,354	1,648	1,920
	0,10	0,814	1,110	1,300	1,550	1,887	2,181
	0,20	0,956	1,310	1,531	1,812	2,172	2,468

Zauważmy, że dla punktów leżących na krawędzi (m=0) i dla punktu centralnego (m=0,5) wartości I^* otrzymane z metody punktów narożnych [3] i podane wartości przez Girouda [4] są prawie równe (tab.3).

Tablica 3. Wartości I/I^*

Punkt	L/B					
	1	2	3	5	10	20
O	1,078	1,034	1,002	1,015	1,043	1,094
N	1,017	1,011	1,023	1,045	1,095	1,181
M	1,017	1,008	1,015	1,027	1,065	1,124
C	1,013	1,027	1,041	1,067	1,125	1,227

Różnice są wynikiem niedokładności obliczeń, w szczególności podziału podłoża na warstwy i ograniczonej miąższości strefy aktywnej (tab. 3).



Rys.4. Zależność I^* od m dla L/B = 2

Zależność osiadań, wartości współczynników I^*, od wartości parametru m dla fundamentu o L/B =2 pokazano na rysunku 4.

Należy zauważyć, że dla m< 0,15 wartości współczynników I^* szybko maleją dla malejącego m. Jest to efektem przyjęcia założenia, że fundament jest idealnie wiotki.
W tablicy 4 podano wartości s_1/s i s_2/s dla punktu centralnego -O dla różnych wartości L/B.

Tablica 4. Wartości s_1/s i s_2/s dla różnych L/B

s_i/s \ L/B	1	2	3	5	10	20
s_1/s	0,956	0,939	0,916	0,883	0,821	0,756
s_2/s	0,985	0,978	0,972	0,960	0,935	0,898

Wartości s_1 oznaczają osiadania punktu centralnego - O policzone dla warstwy o miąższości 5B, s_2 dla warstwy o miąższości 10B, zaś s jest osiadaniem półprzestrzeni. Zauważmy, że dla fundamentów o L/B<5 do obliczeń osiadań możemy brać warstwę o miąższości 10B zaś dla L/B<3 warstwę o miąższości 5B.

4. WARSTWOWOŚĆ PODŁOŻA

Z reguły pod fundamentem występują różne warstwy geotechniczne. Zatem chcąc zastosować bardzo prosty wzór (1) konieczne jest wprowadzenie uśrednionego (zhomogenizowanego) modułu odkształcenia. Bowles [6] proponuje aby średnią ważoną wartość modułu odkształcenia obliczać z równania:

$$E_{av} = \frac{H_1E_1 + H_2E_2 + ... + H_nE_n}{H} \tag{9}$$

gdzie: H jest aktywną miąższością podłoża, a H_i – miąższością poszczególnych warstw podłoża (i).

$$H_1 + H_2 + ... + H_n = H \tag{10}$$

Przy obliczaniu osiadania fundamentu należy przyjmować H=5B lub 10B. Błędy obliczeń osiadań, wynikające z ograniczenia miąższości strefy aktywnej nie przekraczają 10% (tab.4).

5. OSIADANIA KONSOLIDACYJNE I REOLOGICZNE

Dla gruntów drobnoziarnistych o znacznej wilgotności konieczne jest uwzględnienie osiadań konsolidacyjnych (*konsolidacja pierwotna*). W wielu przypadkach czas konsolidacji i wielkość osiadań konsolidacyjnych mogą być oszacowane przy wykorzystaniu teorii jednoosiowej konsolidacji [7,8,9]. W gruntach, w szczególności w gruntach organicznych, po zakończeniu procesu konsolidacji występują, często o znacznej wielkości, osiadania reologiczne (*konsolidacja wtórna*) wynikające z reologicznych właściwości szkieletu gruntowego (*pełzania*). W przypadku gruntów prekonsolidowanych osiadanie reologiczne (*konsolidacja wtórna*) może wynosić 10%, dla normalnie skonsolidowanych 20% [9] zaś dla organicznych ponad 30%. Należy pamiętać że osiadania w czasie (*konsolidacja pierwotna i wtórna*) występują w ograniczonym zakresie również w piaskach [2]. W zależności od właściwości podłoża, a w szczególności czułości konstrukcji na różnice osiadań konieczne jest prawidłowe określenie parametrów odkształceniowych warstw podłoża i stosowanie odpowiednich modeli obliczeniowych podłoża.

6. SZTYWNOŚĆ FUNDAMENTU

Na osiadania fundamentu ma wpływ sztywność fundamentu i współpracującej z nim konstrukcji. Zwykle w uproszczonych obliczeniach inżynierskich uwzględnia się tylko sztywność fundamentu [9] określoną parametrem:

$$k = \frac{E_p \ t^3}{E \ l^3} \tag{11}$$

gdzie: E_p jest modułem sprężystości fundamentu, t – wysokością fundamentu, E – modułem odkształcenia podłoża zaś l – wymiarem fundamentu w kierunku analizowanych osiadań.

Autorzy programu GEO 5 [9] zalecają aby dla k>1, przyjmując fundament jako sztywny, reprezentatywna wielkość osiadań była określona z osiadań podłoża obciążonego równomiernie w punkcie odległym od osi fundamentu o 0,37 l zgodnie z oznaczeniami przyjętymi w pracy m=0,13, zaś dla k<1 jako reprezentatywną wielkość osiadań przyjmować osiadanie punktu centralnego fundamentu.

Whitman i Richart [10] rozwiązali zagadnienie osiadań półprzestrzeni sprężystej pod fundamentem sztywnym. Osiadanie fundamentu sztywnego obciążonego osiowo siłą P może być wyrażone wzorem:

$$s_R = \frac{P}{\sqrt{B/L}} \frac{1-\nu^2}{E} \frac{1}{\beta_z} \tag{12}$$

gdzie: β_z jest współczynnikiem podanym w pracy [10]. Należy zauważyć, że

$$\frac{s}{s_R} = \frac{I}{\sqrt{\frac{L}{B}}} \ \beta_z \tag{13}$$

Policzone dla punktu centralnego – O wartości s/s_R podano w tablicy 5.

Tablica 5. Wartości s/s_R

L/B	1	2	3	5	10
s/s_R	1,196	1,191	1,184	1,164	1,139

Zauważmy, że osiadania fundamentu idealnie wiotkiego są około 14% dla L/B=10 i około 20% dla L/B=1,0 większe niż osiadania punktu centralnego fundamentu sztywnego.

7. PODSUMOWANIE

Stosowanie metody punktów narożnych i przyjmowanie założenia o braku sztywności budowli może prowadzić do znacznych różnic osiadań dla punktów leżących blisko krawędzi fundamentu. Szczególnie jest to istotne jeżeli oblicza się nie tylko osiadania, ale również różnice osiadań poszczególnych punktów. Przy obliczaniu osiadań fundamentów bezpośrednich o L/B < 3 posadowionych na jednorodnym podłożu można ograniczyć się do odkształceń (osiadań) warstwy o miąższości 5B. Osiadania sztywnego fundamentu obciążonego równomiernie są o kilkanaście procent mniejsze od osiadań środka fundamentu idealnie wiotkiego.

W zależności od charakterystyki podłoża gruntowego, a w szczególności od czułości budowli na różnice osiadań, należy szczegółowo określić zakres badań podłoża, dobrać odpowiednie modele podłoża i metodykę obliczeń. W przypadku stosowania uproszczonych teorii możemy mówić jedynie o szacowaniach osiadań, a nie o rzeczywistych osiadaniach.

Piśmiennictwo

[1] PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
[2] PN-EN 1997-2 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
[3] PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[4] Giroud, J.P.: Settlement of a linearly loaded rectangular area. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 94, SM 4, pp. 813-831, 1968.
[5] Poulus H.G., Davis E.H.: Elastic solutions for soils and rock mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York – London – Sydney – Toronto, 1974.
[6] Bowles J.E.: Foundation Analysis and Design., Mc Grow-Hill, New York, 1996.
[7] Canadian Geotechnical Society: Canadian Foundation Engineering Manual, 2006.
[8] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2003.
[9] GEO 5 Geotechnical Software Suite. 2009.
[10] Whitman R.V., Richart F.E.: Design procedure for dynamically loaded foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp.169-193, 1967.

ESTIMATION OF SHALLOW FOUNDATIONS SETTLEMENTS

Summary

The present paper discusses an analysis of shallow foundations settlements. The settlement calculation procedure prescribed by the Polish standard PN-81/B03020 has been widely used by engineers for 30 years. According to the procedure in question, the stress in subsoil is calculated by the corner points method. Here, the settlement of foundation is a sum of settlements of each layer in the active zone. The above procedure is acceptable by Eurocode 7. The traditional procedure produces too low values of settlement of the edge and corner points. It is further shown in the paper that the active zone of subsoil measures 5 to 10 B depending on the foundation shape (L/B). The paper also presents a homogenization procedure (i.e. calculation of weighted mean value of E) applicable to layered subsoil that is widely used abroad. It has been observed that the use of a simple calculation procedure can produce only estimated values of settlements; engineering practice, however, proves that the estimated values are most often higher than the actual ones.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Katarzyna DOŁŻYK[1]
Zenon SZYPCIO[2]
Politechnika Białostocka

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT PŁYTOWO-KĄTOWYCH ŚCIAN OPOROWYCH

STRESZCZENIE

W pracy analizowano stateczność na obrót płytowo-kątowych ścian oporowych. Rozważając stateczność na obrót ściany płytowo – kątowej pokazano, że obciążenie naziomu i wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej może być oddziaływaniem korzystnym i jednocześnie niekorzystnym w tej samej sytuacji obliczeniowej. Zatem projektant musi rozważyć sumaryczne oddziaływanie obciążenia zmiennego i wybrać odpowiednie współczynniki cząstkowe oddziaływań. Nie można podczas tych samych obliczeń traktować oddziaływań od obciążeń zmiennych jako korzystne i niekorzystne. Dla typowej ściany płytowo-kątowej przy weryfikacji stateczności na obrót obciążenie naziomu jest oddziaływaniem korzystnym, a wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej oddziaływaniem niekorzystnym. Ponadto pokazano, że w obliczeniach stateczności na obrót płytowo-kątowej ściany oporowej bezpieczniej zaprojektujemy konstrukcję rozważając stany GEO a nie stany EQU.

SŁOWA KLUCZOWE: ściana oporowa, stateczność, Eurokod 7

1. WPROWADZENIE

Tradycyjnie, przy projektowaniu płytowo-kątowych ścian oporowych sprawdzony musi być warunek nośności podłoża, poślizgu w poziomie posadowienia lub w niższych warstwach podłoża oraz warunek na obrót względem krawędzi podstawy. Dodatkowo jeżeli ściana oporowa jest usytuowana na zboczu, konieczne jest sprawdzenie stateczności ogólnej zbocza na którym jest ściana wykonywana [1,2].

Eurokod 7 [3] wymaga rozróżnienia oddziaływań korzystnych (stabilizujących) i niekorzystnych (destabilizujących). Dla oddziaływań niekorzystnych wartości współczynników obciążenia (γ_F) są większe od 1 zaś dla korzystnych mniejsze lub równe 1 [4]. Przy projektowaniu masywnych ścian oporowych nie zawsze możemy jednoznacznie określić czy oddziaływania są korzystne czy nie. Dla przykładu, obciążenie naziomu usytuowanego poza podstawą ściany oddziaływuje niekorzystnie przy weryfikacji nośności podłoża, poślizgu w poziomie posadowienia i stateczności na obrót. Obciążenie naziomu

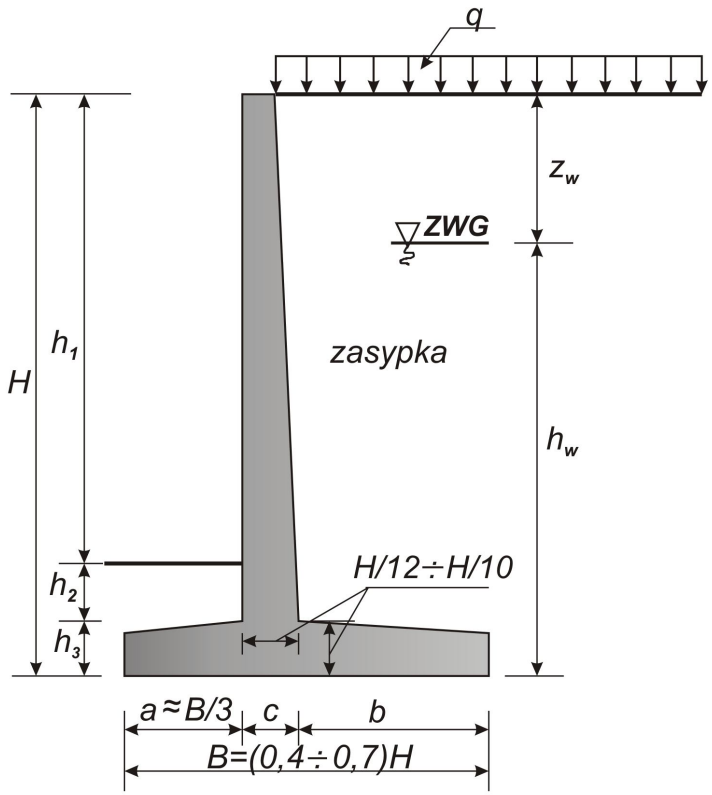
[1] k.dolzyk@pb.edu.pl
[2] z.szypcio@pb.edu.pl

leżącego nad podstawą ściany oddziaływuje niekorzystnie przy weryfikacji nośności podłoża zaś korzystnie przy weryfikacji poślizgu w poziomie posadowienia i stateczności na obrót. Jeżeli dopuścimy, nawet chwilowe, zatopienie ściany od strony zasypki to wystąpią jednocześnie oddziaływania korzystne i niekorzystne. Oprócz sił wyporu będą działały parcia wody w poziomie podstawy [1] i parcie na ścianę od strony zatopionej. Siła parcia działająca od dołu w poziomie posadowienia oddziaływuje korzystnie przy weryfikacji nośności zaś niekorzystnie przy weryfikacji poślizgu i obrotu. Parcie wody na ścianę jest oddziaływaniem niekorzystnym przy weryfikacji nośności, poślizgu i obrotu. Nielogicznym jest traktowanie oddziaływań od wody jako korzystnych i niekorzystnych przy tych samych obliczeniach [1]. Pewne trudności inżynierom może sprawić fakt, że poziom zwierciadła wody gruntowej może się znacząco zmieniać. Oddziaływania wody dla poziomu najniższego będą oddziaływaniami stałymi, zaś oddziaływania wynikające ze wzrostu poziomu wady gruntowej powyżej tego poziomu będą oddziaływaniami zmiennymi [1].

Zauważmy, że stateczność muru oporowego na obrót może być weryfikowana jako stan GEO [1] lub jako EQU [2]. Zdaniem autorów pracy, przy sprawdzaniu stateczności na obrót bardziej zgodna z duchem Eurokodu 7 jest weryfikacja warunku na obrót jako stanu EQU. W stanach EQU konstrukcję traktuje się jako sztywną bryłę, wytrzymałość materiałów konstrukcji, właściwości gruntu podłoża i zasypki mają drugorzędne znaczenie. W pracy analizowano stateczność na obrót ściany płytowo-kątowej dla stanów EQU i GEO.

2. OPIS ZAGADNIENIA

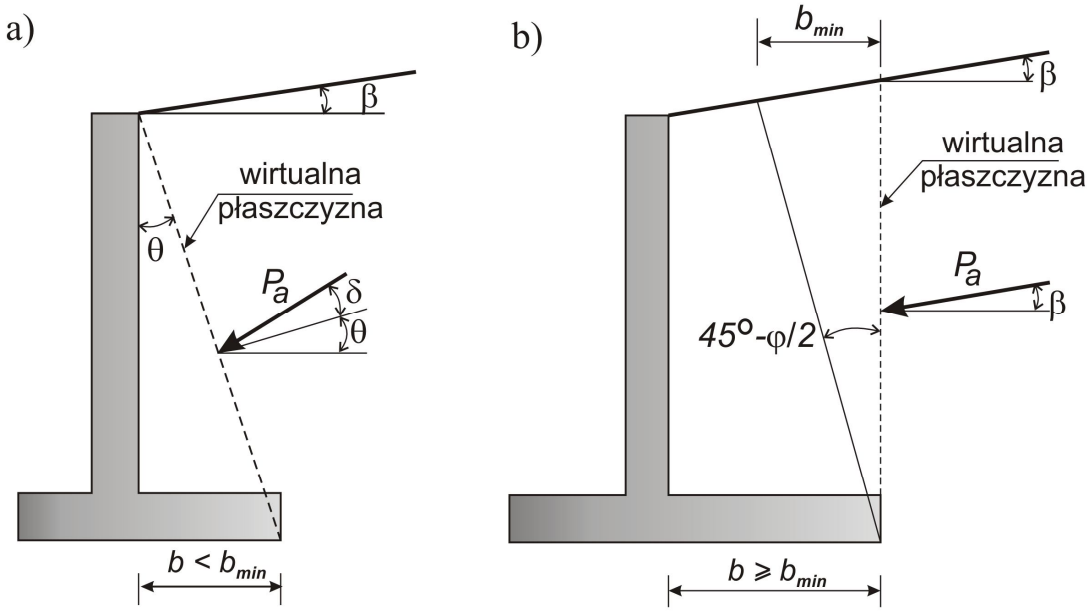
Typowa ściana płytowo-kątowa o geometrii elementów konstrukcyjnych sugerowanych przez Bowlesa [5] została pokazana na rysunku 1.



Rys. 1. Geometria typowej ściany płytowo-kątowej [5]

Przyjęto, że najniższy poziom zwierciadła wody gruntowej występuje poniżej poziomu posadowienia, a dopuszczono sytuację gdy zwierciadło wody gruntowej od strony zasypki może być maksymalnie na głębokości z_w poniżej poziomu naziomu, a od strony przeciwnej będzie utrzymywane w poziomie posadowienia.

Dla ścian płytowo-kątowych przyjmuje się uproszczone schematy oddziaływania gruntu na konstrukcję pokazane na rysunku 2 [1]. Przyjmuje się, że dla $b \geq b_{min}$ (rys.2) parcie gruntu działa na pionową wirtualną płaszczyznę przechodzącą przez krawędź tylną płyty, a siła parcia jest odchylona od poziomu o kąt (β) równy kątowi nachylenia naziomu. Dla $b < b_{min}$ wirtualna płaszczyzna przechodzi przez dolną krawędź płyty i tylną krawędź ściany a siła parcia odchylona jest od poziomu o kąt ($\theta + \delta$), gdzie δ jest kątem tarcia gruntu o konstrukcję [1].



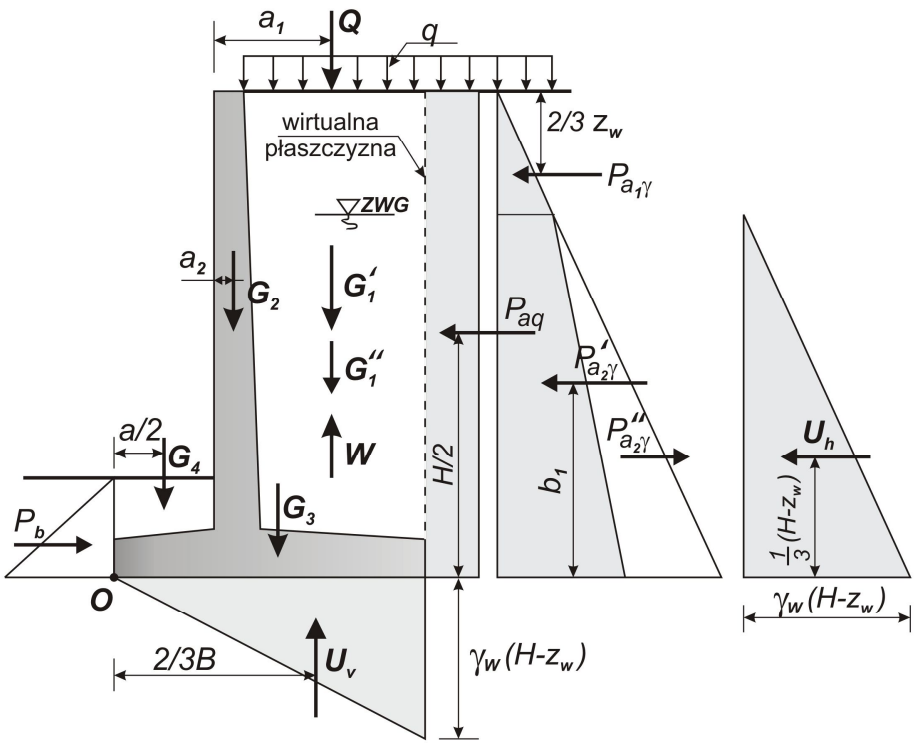
Rys. 2. Schemat parcia na ścianę [1]: a) dla $b < b_{min}$, b) dla $b \geq b_{min}$

Wartości współczynników cząstkowych oddziaływań dla stanów GEO (drugiego podejścia obliczeniowego) [4] i stanów EQU [3] podano w tablicy 1.

Tablica 1. Wartości współczynników oddziaływań dla stanów GEO i EQU

Oddziaływania		Symbol	Stany graniczne	
			GEO	EQU
Stałe	Niekorzystne	γ_G	1,35	1,1
	Korzystne		1,0	0,9
Zmienne	Niekorzystne	γ_Q	1,5	1,5
	Korzystne		0,0	0,0

W obliczeniach inżynierskich, nie popełniając dużego błędu, zwykle przyjmuje się stałą grubość ściany i pomija się parcia bierne (P_b) działające stabilizująco (korzystnie) w obliczeniach stateczności na poślizg i obrót. Schematycznie oddziaływania pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Schemat oddziaływań na ścianę oporową

W pracy przyjęto, że siła Q, równoważąca oddziaływanie naziomu na płytę, siła G_1 ciężaru zasypki i wyporu wody W działają w jednej płaszczyźnie.

3. ODDZIAŁYWANIA ZMIENNE

Oddziaływaniem zmiennym jest obciążenie naziomu (q) i oddziaływanie wywołane wzrostem poziomu zwierciadła wody gruntowej.

Projektant musi zdecydować, czy obciążenie naziomu jest oddziaływaniem korzystnym czy niekorzystnym. W obliczeniach stateczności na obrót część obciążenia naziomu wyrażona siłą Q oddziaływuje korzystnie, a część usytuowana poza krawędzią podstawy, wywołująca siłę parcia P_{aq}, niekorzystnie. Sumaryczne oddziaływanie obciążenia naziomu będzie korzystne gdy:

$$Q_d(a + a_1) - P_{aqd} \cdot H/2 > 0 \tag{1}$$

zaś niekorzystne gdy:

$$Q_d(a + a_1) - P_{aqd} \cdot H/2 < 0 \tag{2}$$

Przyjmując $\gamma_Q = 1{,}5$ dla obciążenia Q i parcia P_{aq} mamy:

$$Q_d = 1{,}5 \cdot q_k \cdot b \tag{3.a}$$

$$P_{aqk} = 1{,}5 \cdot q_k \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2}\right) H \tag{3.b}$$

Zatem oddziaływanie obciążenia zmiennego (q) jest korzystne gdy:

$$b(a + a_1) - 0{,}5H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2}\right) > 0 \tag{4}$$

zaś niekorzystne gdy nierówność nie jest spełniona. Dla przyjętego schematu obliczeń: $b > H \tan(45^\circ - \varphi/2)$, $a_1 \approx c + b/2$, $b + c = 2/3\,B$ zatem równanie (4) można zapisać w postaci:

$$B > 0{,}5\ H \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2}\right) \tag{5}$$

Nierówność (5) jest spełniona dla geometrii muru pokazanej na rysunku1 i zasypce z gruntu niespoistego o $\varphi_k > 30^\circ$. Zatem przy sprawdzaniu stateczności ściany oporowej na obrót obciążenie naziomu będzie oddziaływaniem niekorzystnym jedynie dla przypadku gdy naziom będzie obciążony tylko poza krawędzią płyty podstawy (nie będzie obciążenia Q, a będzie parcie P_{aq}). Oddziaływanie wody jest zawsze niekorzystne, gdyż przy podniesionym poziomie wody gruntowej występuje siła wyporu W, parcie wody na płytę podstawy U_v, zmniejszenie parcia od gruntu $P''_{a2\gamma}$ oraz parcie wody U_h zatem sumaryczne oddziaływanie wody na wirtualną płaszczyznę jest niekorzystne.

4. STATECZNOŚĆ NA OBRÓT

Zgodnie z Eurokodem 7 [1,3] ogólny warunek stateczności na obrót ma postać:

$$M_{d,dst} \le M_{d,stb} \tag{6}$$

gdzie: $M_{d,dst}$ jest wartością projektową momentu wywracającego (destabilizującego), zaś $M_{d,stb}$ jest wartością projektową momentu utrzymującego (stabilizującego).

Wartości charakterystyczne i projektowe oddziaływań dla przyjętej geometrii zagadnienia zestawiono w tablicy 2. Zauważmy, że pewną trudność dla inżynierów może stanowić określenie wartości projektowych oddziaływania G''_1 - wzrostu ciężaru gruntu (zasypki) będącego efektem nawodnienia i zmniejszenia parcia gruntu na wirtualną płaszczyznę w wyniku działania wyporu wody $P''_{a2\gamma}$. Oba oddziaływania są zmienne przy stateczności na obrót, ale oba są korzystne, zatem ściśle trzymając się Eurokodu 7 (tab. 1) należy przyjmować $\gamma_Q = 0$. Jednakże sumaryczne oddziaływanie wody w wyniku wzrostu jej poziomu traktujemy jako oddziaływanie niekorzystne, zatem powinniśmy zastosować przy określaniu G''_{1d} i $P''_{a2\gamma d}$ współczynnik obciążenia $\gamma_Q = 1{,}5$ [1]. Zauważyć należy, że stany GEO i EQU (tab. 2) różnią się i wybór stanu przy weryfikacji stateczności na obrót może mieć znaczenie.

Wartość projektowa momentu wywracającego (destabilizującego):

$$M_{d,dst} = M_{Gd,dst} + M_{Qd,dst} \tag{7}$$

gdzie:

$$M_{Gd,dst} = P_{a1\gamma d} \cdot \left(H - \frac{2}{3} z_w\right) + P'_{a2\gamma d} \cdot b_1 \tag{8}$$

jest wartością projektową momentu wywracającego od oddziaływań stałych zaś

$$M_{Qd,dst} = \tfrac{1}{3} U_h \cdot \left(H - z_w\right) + \tfrac{2}{3} U_v \cdot B + W \cdot \left(a + c + \tfrac{b}{2}\right) \tag{9}$$

jest wartością projektową momentu wywracającego od oddziaływań zmiennych.

Tablica 2. Wartości charakterystyczne i projektowe oddziaływań

Oddziały-wanie	Wartości charakterystyczne	Wartości projektowe stanu	
		GEO	EQU
G_1'	$G_{1k}' = \gamma_k \cdot b \cdot \left(h_1 + h_2\right)$	$G_{1d}' = 1{,}0 \cdot G_{1k}'$	$G_{1d}' = 0{,}9 \cdot G_{1k}'$
G_1''	$G_{1k}'' = \left(\gamma_{sek} - \gamma_k\right) \cdot b \cdot \left(h_1 + h_2 - z_w\right)$	$G_{1d}'' = 1{,}5 \cdot G_{1k}''$	$G_{1d}'' = 1{,}5 \cdot G_{1k}''$
G_2	$G_{2k} = \gamma_{bk} \cdot h_1 \cdot c$	$G_{2d} = 1{,}0 \cdot G_{2k}$	$G_{2d} = 0{,}9 \cdot G_{2k}$
G_3	$G_{3k} = \gamma_{bk} \cdot B \cdot h_3$	$G_{3d} = 1{,}0 \cdot G_{3k}$	$G_{3d} = 0{,}9 \cdot G_{3k}$
G_4	$G_{4k} = \gamma_k \cdot h_2 \cdot a$	$G_{4d} = 1{,}0 \cdot G_{4k}$	$G_{4d} = 0{,}9 \cdot G_{4k}$
Q	$Q_k = q_k \cdot b$	$Q_d = 0$	$Q_d = 0$
W	$W_k = \gamma_w \cdot b \cdot \left(H - z_w\right)$	$W_d = 1{,}5 \cdot W_k$	$W_d = 1{,}5 \cdot W_k$
U_v	$U_{vk} = \tfrac{1}{2} \gamma_w \left(H - z_w\right) B$	$U_{vd} = 1{,}5 \cdot U_{vk}$	$U_{vd} = 1{,}5 \cdot U_{vk}$
U_h	$U_{hk} = \tfrac{1}{2} \gamma_w \left(H - z_w\right)^2$	$U_{hd} = 1{,}5 \cdot U_{hk}$	$U_{hd} = 1{,}5 \cdot U_{hk}$
P_b	$P_{bk} = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot \left(h_2 + h_3\right) \cdot \tan^2\left(45^\circ + \varphi_k / 2\right)$	$P_{bd} = 0$	$P_{bd} = 0$
P_{aq}	$P_{aqk} = q \cdot K_{ak}$	$P_{aqd} = 0$	$P_{aqd} = 0$
$P_{a1\gamma}$	$P_{a1\gamma k} = \tfrac{1}{2} \cdot z_w^2 \cdot \gamma_k \cdot K_{ak}$	$P_{a1\gamma d} = 1{,}35 \cdot P_{a1\gamma k}$	$P_{a1\gamma d} = 1{,}1 \cdot P_{a1\gamma k}$
$P_{a2\gamma}'$	$P_{a2\gamma k}' = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot \left(H - z_w\right) \cdot \left(H + z_w\right) \cdot K_{ak}$	$P_{a2\gamma d}' = 1{,}5 \cdot P_{a2\gamma k}'$	$P_{a2\gamma d}' = 1{,}5 \cdot P_{a2\gamma k}'$
$P_{a2\gamma}''$	$P_{a2k}'' = \tfrac{1}{2} \cdot \left(H - z_w\right) \cdot \left(\gamma_{SRk} - \gamma_k\right) \cdot K_{ak}$	$P_{a2\gamma d}'' = 1{,}5 \cdot P_{a2\gamma k}''$	$P_{a2\gamma d}'' = 1{,}5 \cdot P_{a2\gamma k}''$

γ_{bk} - wartość charakterystyczna ciężaru objętościowego żelbetu,
γ_k - wartość charakterystyczna ciężaru objętościowego gruntu przy niskim poziomie wody,
γ_{SRk} - wartość charakterystyczna ciężaru objętościowego gruntu nawodnionego,
$K_{ak} = \tan^2\left(46^\circ + \varphi_k / 2\right)$ - wartość charakterystyczna współczynnika parcia.

Podobnie wartość projektowa momentu utrzymującego (stabilizującego):

$$M_{d,stb} = M_{Gd,stb} + M_{Qd,stb} \tag{10}$$

gdzie

$$M_{Gd,stb} = G_{1d}' \cdot \left(a + c + \tfrac{b}{2}\right) + G_{2d} \cdot \left(a + \tfrac{c}{2}\right) + G_{3d} \cdot \tfrac{B}{2} + G_{4d} \cdot \tfrac{a}{2} \tag{11}$$

zaś

$$M_{Qd,stb} = G_{1d}'' \cdot \left(a + c + \tfrac{b}{2}\right) + P_{a2\gamma d}'' \cdot \tfrac{1}{3}\left(H + z_w\right) + P_{bd} \cdot \tfrac{1}{3}\left(h_2 + h_3\right) \tag{12}$$

Oznaczając (*) wartości projektowe momentów obliczone dla stanów GEO zaś (**) jako odpowiednie momenty stanów EQU możemy napisać:

$$M^{*}_{Gd,dst} = \frac{1,35}{1,1} \cdot M^{**}_{Gd,dst} = 1,23 \cdot M^{**}_{Gd,dst} \tag{13}$$

$$M^{*}_{Qd,dst} = M^{**}_{Qd,dst} \tag{14}$$

oraz

$$M^{*}_{Gd,stb} = \frac{1,0}{0,9} \cdot M^{*}_{Gd,stb} = 1,1 \cdot M^{*}_{Gd,stb} \tag{15}$$

$$M^{*}_{Qd,stb} = M^{**}_{Qd,stb} \tag{16}$$

Warunek stateczności na obrót (6) dla stanów GEO ma postać:

$$M^{*}_{Gd,dst} + M^{*}_{Qd,dst} \le M^{*}_{Gd,stb} + M^{*}_{Qd,stb} \tag{17}$$

zaś dla stanów EQU

$$M^{**}_{Gd,dst} + M^{**}_{Qd,dst} \le M^{**}_{Gd,stb} + M^{**}_{Qd,stb} \tag{18}$$

Nierówność (17) możemy zapisać w postaci:

$$M^{*}_{Gd,dst} - M^{*}_{Gd,stb} \le M^{*}_{Qd,dst} - M^{*}_{Qd,stb} \tag{19}$$

zaś nierówność (18) w postaci:

$$M^{**}_{Gd,dst} - M^{**}_{Gd,stb} < M^{**}_{Qd,dst} - M^{**}_{Qd,stb} \tag{20}$$

Uwzględniając (13), (14), (15) i (16) nierówność (19) może być zapisana w postaci:

$$1,1\left\{1,12M^{**}_{Gd,dst} - M^{**}_{Gd,stb}\right\} \le M^{**}_{Gd,dst} - M^{**}_{Gd,stb} \tag{21}$$

Zauważmy, że lewa strona nierówności (21) jest zawsze większa od lewej strony nierówności (20), a prawe strony są równe. Zatem jeżeli spełniony jest warunek stateczności na obrót dla stanów GEO, to zawsze jest również spełniony warunek stateczności na obrót dla stanów EQU. Jeżeli spełniony jest warunek stateczności na obrót dla stanów EQU, to nie musi być spełniony dla stanów GEO. Sprawdzanie stateczności na obrót dla stanów GEO prowadzi do bardziej bezpiecznego projektowania konstrukcji. Bond i Harris [1] proponują sprawdzanie stateczności na obrót dla stanów GEO. Zdaniem autorów niniejszego artykułu i pracy [2] bardziej zgodne z duchem Eurokodu 7 jest sprawdzenie stateczności na obrót dla stanów EQU.

5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Eurokod 7 nie zawsze jednoznacznie określa metodykę obliczeń. W wielu przypadkach, przy weryfikowaniu jednej sytuacji obliczeniowej jednocześnie oddziaływanie jest korzystne i niekorzystne. Dla pokazanego przypadku muru oporowego wzrost poziomu zwierciadła wody gruntowej skutkuje zmniejszeniem ciężaru konstrukcji wraz z ciężarem zasypki leżącej na płycie podstawy spowodowanej wyporem wody, zmniejszeniem parcia od gruntu poniżej zwierciadła wody gruntowej a jednocześnie występują znaczne siły parcia wody na ścianę muru oporowego i płytę podstawy. Ponieważ współczynniki cząstkowe oddziaływań są różne

dla oddziaływań korzystnych i niekorzystnych istnieje możliwość niejednoznacznej interpretacji wskazówek Eurokodu 7. W takich przypadkach autorzy pracy proponują analizę sumarycznego oddziaływania i stosowania jednej wartości współczynników cząstkowych w tych samych obliczeniach. W rozważanym przypadku stateczności na obrót obciążenie naziomu sumarycznie oddziaływuje korzystnie i współczynnik $\gamma_Q = 0$ zaś wzrost poziomu wody gruntowej oddziaływuje niekorzystnie zatem konsekwentnie stosowano współczynnik cząstkowy $\gamma_Q = 1{,}5$.

Przy rozważaniu stateczności na obrót ścian oporowych, nie tylko mamy trudności przy ustalaniu współczynników cząstkowych oddziaływań, ale powstaje niejednoznaczność wyboru stanu granicznego. Bardziej bezpieczne jest sprawdzanie stateczności na obrót ściany oporowej dla stanów GEO niż EQU chociaż zdaniem autorów pracy bardziej zgodne z duchem Eurokodu 7 są stany EQU. W pracy pominięto wpływ oddziaływań wynikających z przepływu wody (ciśnienia spływowego). Z punktu widzenia stateczności na obrót ciśnienie spływowe oddziaływuje korzystnie i pominięcie jego wpływu w rozważaniach poprawia bezpieczeństwo konstrukcji.

Rozważany w pracy przypadek muru oporowego pokazuje jak trudne jest projektowanie geotechniczne i interpretacja niejednoznaczności wynikających z zaleceń Eurokodu 7.

Piśmiennictwo

[1] Bond A., Harris A.: Decoding Eurocode 7. Taylor & Francis, London and New York, 2008.
[2] Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T.: Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa. 2011.
[3] PN EN 1997-1. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
[4] PN EN 1997-1: 2008/Ap.2. Projektowanie geotechniczne Część 1. Zasady ogólne. Załącznik krajowy.
[5] Bowles J.E.: Foundations analysis and design. McGrow-Hill, New York, 1997.

RESISTANCE TO TOPPLING OF CANTILEVER WALLS

Summary:

In the present paper resistance to toppling of typical cantilever walls with variable ground water level in the backfill is analysed. Eurocode 7 makes an important distinction between favourable (stabilizing) and unfavourable (destabilizing) actions, which is reflected in the values of partial factors applied to each type of action. For a T-shaped wall under discussion, variable actions can be at the same time both favourable and unfavourable, which can create certain problems to designers. It has been shown that in the case of toppling the variable load of surcharge has a global stabilizing effect, whilst a destabilizing effect is produced by the increase of water level. In the same calculations it is required to adopt one value of partial factors; actions cannot be both favourable and unfavourable. The verification of resistance to toppling offers safer solutions when it is calculated as GEO rather than EQU limit state.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Paweł FALACIŃSKI[1]
Politechnika Warszawska
Wydział Inżynierii Środowiska

WPŁYW RODZAJU PRÓBEK NA PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE ZAWIESIN TWARDNIEJĄCYCH

STRESZCZENIE

Artykuł prezentuje analizę wpływu rodzaju zastosowanych próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego oraz brunatnego, dojrzewających w wodzie wodociągowej oraz w odciekach ze składowiska odpadów komunalnych, na wartość wytrzymałości na ściskanie.

SŁOWA KLUCZOWE: zawiesina twardniejąca, przesłona przeciwfiltracyjna, popiół fluidalny, obiekty ochrony środowiska

1. WPROWADZENIE

W ostatnich kilku latach w Polsce realizowane są na dość dużą skalę remonty i modernizacje wałów przeciwpowodziowych, jak również obiektów ochrony środowiska (np. uszczelnienia składowisk odpadów). Wynika to z jednej strony z wyeksploatowania istniejącej infrastruktury przeciwpowodziowej (13 % wałów jest starsza niż 100 lat, 46 % to obwałowania w wieku 41 – 100 lat) i skali zaniedbań w jej utrzymaniu (z istniejących w Polsce około 8500 tys. km obwałowań 60 % wymaga modernizacji), a z drugiej strony – z ograniczonych i zmiennych w czasie możliwości finansowania tych działań.

W latach 1998 – 2005 wykonano w Polsce ogółem około 172 km bieżące przesłon przeciwfiltracyjnych z zawiesin twardniejących, z czego 25 % metodą wgłębnego mieszania, 52 % metodą WIPS (Wibracyjnie Iniektowana Przesłona Szczelinowa) oraz 23 % metodą szczelinową [1, 2].

W wymienionych technologiach realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych wykorzystywane są materiały mineralne, najczęściej modyfikowane zaczyny cementowe i zawiesiny twardniejące [3]. Według [4] zawiesina twardniejąca, to zawiesina, która twardnieje z upływem czasu. Jest to zawiesina zawierająca cement lub inne spoiwo oraz dodatkowe materiały jak ił (bentonit), granulowany żużel wielkopiecowy lub popioły lotne (PFA), wypełniacze i domieszki.

Poszukując nowych sposobów wykorzystania popiołów fluidalnych podjęto badania nad możliwością ich dodawania do zawiesin twardniejących. Badania zawiesin twardniejących z dodatkiem popiołów ze spalania konwencjonalnego wykazały poprawę

[1] pawel.falacinski@is.pw.edu.pl

odporności zawiesin na korozję, w przypadku niektórych agresywności środowiska wodnego i w warunkach kapilarno-dyfuzyjnego transportu agresywnych substancji [5]. Ma to szczególne znaczenie, gdy przesłony przeciwfiltracyjne służą do separacji wód podziemnych od źródeł zanieczyszczenia.

Miarą szczelności zawiesin twardniejących jest ich przepuszczalność hydrauliczna. Poza tą cechą w normatywach dotyczących projektowania i wykonawstwa przegród przeciwfiltracyjnych można znaleźć inne właściwości charakteryzujące materiał przesłony (zawiesinę) po jej stwardnieniu. Jedną z najważniejszych cech jest wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe.

Zarówno normy zharmonizowane jak i inne wytyczne, nie dają jednak jasnych i szczegółowych instrukcji, co do metod i procedur badawczych, a także wymiarów próbek stwardniałej zawiesiny do badań f_c. Norma [4] określa: właściwości stwardniałego materiału, jakie są potrzebne do poszczególnych zastosowań (przepuszczalność, wytrzymałość), łącznie z metodami ich badań, należy tak określić, by przegroda (przesłona przeciwfiltracyjna) spełniała stawiane im wymagania funkcjonalne. Natomiast w normie [6] jest zapis: projekt powinien precyzować wymiary próbek użytych do badań i warunki badania. Z prezentowanych cytowań wynika zatem wyraźnie, iż szczegółowe parametry, co do wartości f_c, jak i samych wymiarów próbek musi wyspecyfikować (określić) projektant.

Artykuł prezentuje analizę wpływu rodzaju zastosowanych próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego oraz brunatnego, dojrzewających w wodzie wodociągowej oraz w odciekach ze składowiska odpadów komunalnych, na wartość wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe.

2. RECEPTURY ZAWIESINY TWARDNIEJĄCEJ ORAZ BADANIA WSTĘPNE (W STANIE PŁYNNYM)

Zawiesiny do badań sporządzono ze składników podanych poniżej, wykonano dwa rodzaje zawiesin: z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego (PK) oraz z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla brunatnego (PB), w nawiasach podano dozowania składników na 1000 dm^3 wody:
- bentonit sodowy Dywonit S – (40 kg dla PK, 30 kg dla PB),
- cement CEM I 32,5 R „Ożarów” – (160 kg dla PK i PB),
- lotny popiół fluidalny z węgla kamiennego – (323 kg),
- lotny popiół fluidalny z węgla brunatnego – (326 kg).

Wykonano zaroby zawiesiny twardniejącej, a następnie skontrolowano podstawowe jej właściwości w stanie płynnym, które objęły oznaczenie: gęstości (ρ), lepkości umownej (L) i odstoju dobowego wody (O_d).

Gęstość objętościową ρ zawiesiny badano przy użyciu wagi płuczkowej, ramiennej (Barroida), natomiast lepkość umowną L przy użyciu wiskozymetru wypływowego (lejek polowy – Marsha). Odstój dobowy wody określano jako procentowy udział objętości wody wydzielającej się samoistnie z 1,0 dm^3 zawiesiny po dobie jej odstawienia w cylindrze pomiarowym.

Wyniki przedstawiono w tab. 1.

Po wyznaczeniu cech zawiesiny w stanie płynnym formowano próbki do badań po stwardnieniu. Wykonano dwa rodzaje próbek: walce d=h=80 mm, w formach stalowych oraz beleczki 40 x 40 x 160 mm w formach stalowych.

Do związania próbki były przechowywane w formach pod okryciem z folii w pomieszczeniu laboratoryjnym. Po około 3 – 4 dniach próbki były umieszczane w wodzie

lub odciekach ze składowiska odpadów komunalnych i tak przechowywane do momentu badania.

Wszystkie próbki dojrzewały w temperaturze +18°C ±2°C.

Tablica 1. Właściwości zawiesin twardniejących w stanie płynnym

Lp.	Parametr	PK	PB
1	2	3	4
1	Gęstość objętościowa[g/cm^3]	1,29	1,30
2	Lepkość umowna [s]	40	39
3	Odstój dobowy wody [%]	2,0	4,0

3. BADANIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE ZAWIESIN TWARDNIEJĄCYCH

W eksperymencie wykonano badania wytrzymałości na zginanie oraz ściskanie jednoosiowe. Wszystkie badania wytrzymałościowe wykonano w dwóch terminach: po 28 i 90 dniach dojrzewania próbek.

3.1. Badania wytrzymałości na zginanie

W pierwszej kolejności wykonano w aparacie Michaelisa badania wytrzymałości na zginanie. Badania przeprowadzono na beleczkach 40x40x160 mm. Zginano co najmniej 3 próbki zawiesiny twardniejącej w serii, dojrzewających w wodzie wodociągowej oraz odciekach ze składowiska odpadów komunalnych.

Wytrzymałość na zginanie f_m obliczano ze wzoru:

$$f_m = 1{,}17 \cdot P\,[MPa] \tag{1}$$

gdzie: 1,17 – współczynnik przeliczeniowy, wynikający z przełożenia dźwigni aparatu,

P – masa naczynia ze śrutem, [kg].

Wyniki przedstawiono w tab. 2.

Tablica 2. Wyniki wytrzymałości na zginanie zawiesiny twardniejącej

			Wytrzymałość na zginanie f_m [kPa]	
Lp.	Warunki dojrzewania	Czas dojrzewania	PK	PB
1	woda wodociągowa	28	404,8	296,8
2			197,8	445,8
3			365,0	573,4
4		90	304,6	307,9
5			353,0	315,7
6			-	301,5
7	odciek	28	202,5	329,0
8			226,8	245,1
9			-	223,8
10			-	375,5
11		90	369,8	271,9
12			413,9	466,2
13			314,4	306,3
14			-	304,1

3.2. Badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe

W drugiej fazie testów kontrolnych, przeprowadzono badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe. Badania wykonano na próbkach walcowych oraz połówkach beleczek. Próbki walcowe wkładano bezpośrednio w szczęki maszyny wytrzymałościowej. Połowę próbki (po badaniu w aparacie Michaelisa) umieszczano w specjalnym aparacie (wkładce do maszyny wytrzymałościowej), umieszczonym w szczękach maszyny wytrzymałościowej. Aparat posiada podkładki stalowe (40 x 40 mm) o powierzchni docisku 1600mm^2. Badanie odbywało się w maszynie wytrzymałościowej typu ZD 20. Ściskanie próbki odbywało się z przyrostem naprężeń 0,0026 – 0,0020 MPa/s, aż do momentu zniszczenia próbki.

Ściskano co najmniej 3 próbki zawiesiny twardniejącej w serii dojrzewających w wodzie wodociągowej oraz odciekach ze składowiska odpadów komunalnych.

Wytrzymałość na ściskanie f_c obliczano ze wzoru:

$$f_c = \frac{P}{A} \ [MPa] \tag{2}$$

gdzie: P – siła nacisku powodująca zniszczenie próbki, [N],
A – pole przekroju poprzecznego próbki, [mm^2].

Wyniki przedstawiono w tab. 3.

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

W celu zbadania wpływu rodzaju próbek na wartość wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego oraz brunatnego, dokonano analizy statystycznej otrzymanych wyników. Zastosowano metodę weryfikacji (testowania) hipotez statystycznych.

Tradycyjnie hipotezy statystyczne dzielimy na dwie grupy [7]:

- parametryczne, gdy dotyczą wartości parametrów statystycznych populacji (np. średnia, wariancja), mają szereg istotnych ograniczeń, np. wymóg znajomości rozkładu zmiennej – zwykle wymagany rozkład normalny, który dla małych prób jest niemożliwy do zweryfikowania, co może prowadzić do mylnych wyników wnioskowania,
- nieparametryczne, gdy dotyczą postaci rozkładu cech lub losowości próby, niewymagające założeń, co do rozkładu zmiennej, ich moc jest nieco mniejsza niż hipotez parametrycznych, lecz nie grozi ryzyko nieprawomocnego testowania hipotez.

Weryfikacja hipotezy statystycznej odbywa się przez zastosowanie specjalnego narzędzia, zwanego testem statystycznym. Jest to reguła postępowania, która każdej możliwej próbie losowej przyporządkowuje decyzję przyjęcia lub odrzucenia sprawdzanej hipotezy. W zależności od postaci postawionej hipotezy zerowej H_0 (tzn. bezpośrednio sprawdzanej) oraz postaci hipotezy alternatywnej H_1 (tzn. konkurencyjnej w stosunku do hipotezy zerowej) sposób budowania testu jest różny [7].

Przy testowaniu hipotez można popełnić dwa różne błędy:

- błąd I rodzaju, polegający na odrzuceniu hipotezy prawdziwej,
- błąd II rodzaju, polegający na przyjęciu hipotezy fałszywej.

W rozważaniach teoretycznych na temat weryfikacji hipotez statystycznych bierze się pod uwagę możliwość popełnienia błędów obu rodzajów [8]. Jednak w praktyce statystycznej, a w szczególności przy opracowywaniu wyników pomiarów, największe znaczenie mają tak zwane testy istotności. Bierze się w nich pod uwagę jedynie możliwość popełnienia błędu

i rodzaju (odrzucenie hipotezy prawdziwej). Prawdopodobieństwo popełnienia tego błędu nosi nazwę poziomu istotności α. W testach istotności nie bierze się pod uwagę konsekwencji popełnienia błędu II rodzaju. Dlatego w testach tych podejmuje się decyzję o odrzuceniu hipotezy zerowej na rzecz alternatywnej lub orzeka się, że brak jest podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej. Nie podejmuje się natomiast decyzji o przyjęciu hipotezy zerowej.

Testy takie są w ogromnej większości przypadków wystarczające dla celów praktycznych, a w odróżnieniu od bardziej wyrafinowanych testów nie stawiają nadmiernie wygórowanych wymagań, co do liczebności próby i rozkładu wyników w próbie.

Bardzo ważnym parametrem, który pojawia się podczas weryfikacji hipotez jest poziom prawdopodobieństwa p (probabilisty level). Parametr jest często mylony z poziomem istotności α, jest obliczany w pakietach komputerowych. Jest to najmniejszy poziom istotności, przy którym obliczona wartość testującej statystyki doprowadza do odrzucenia hipotezy zerowej, w skrócie nazywany również p-wartością (p-value).

Tablica 3. Wyniki wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe zawiesiny twardniejącej

			Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe f_c [kPa]			
Lp.	Warunki dojrzewania	Czas dojrzewania	PK walce	PK beleczki	PB walce	PB beleczki
1	woda wodociągowa	28	576,9	812,5	736,0	625,0
2			576,9	1062,5	755,9	625,0
3			616,7	500,0	795,7	781,3
4			775,8	437,5	736,0	1000,0
5			-	937,5	-	750,0
6			-	937,5	-	937,5
7	woda wodociągowa	90	557,0	875,0	835,5	1250,0
8			457,5	937,5	875,3	1250,0
9			736,0	843,8	716,1	937,5
10			775,8	1062,5	795,7	875,0
11			-	843,8	-	1125,0
12			-	625,0	-	1062,5
13	odciek	28	497,3	500,0	716,1	875,0
14			497,3	500,0	855,4	906,3
15			696,2	687,5	676,3	625,0
16			443,6	437,5	-	625,0
17			-	562,5	-	687,5
18			-	562,5	-	687,5
19			-	687,5	-	875,0
20	odciek	90	845,4	875,0	895,2	1062,5
21			815,6	1062,5	656,5	1187,5
22			835,5	625,0	994,6	1062,5
23			1074,2	1062,5	795,7	1125,0
24			-	687,5	974,7	812,5
25			-	906,3	-	781,3
26			-	1062,5	-	1093,8
27			-	1031,3	-	1062,5

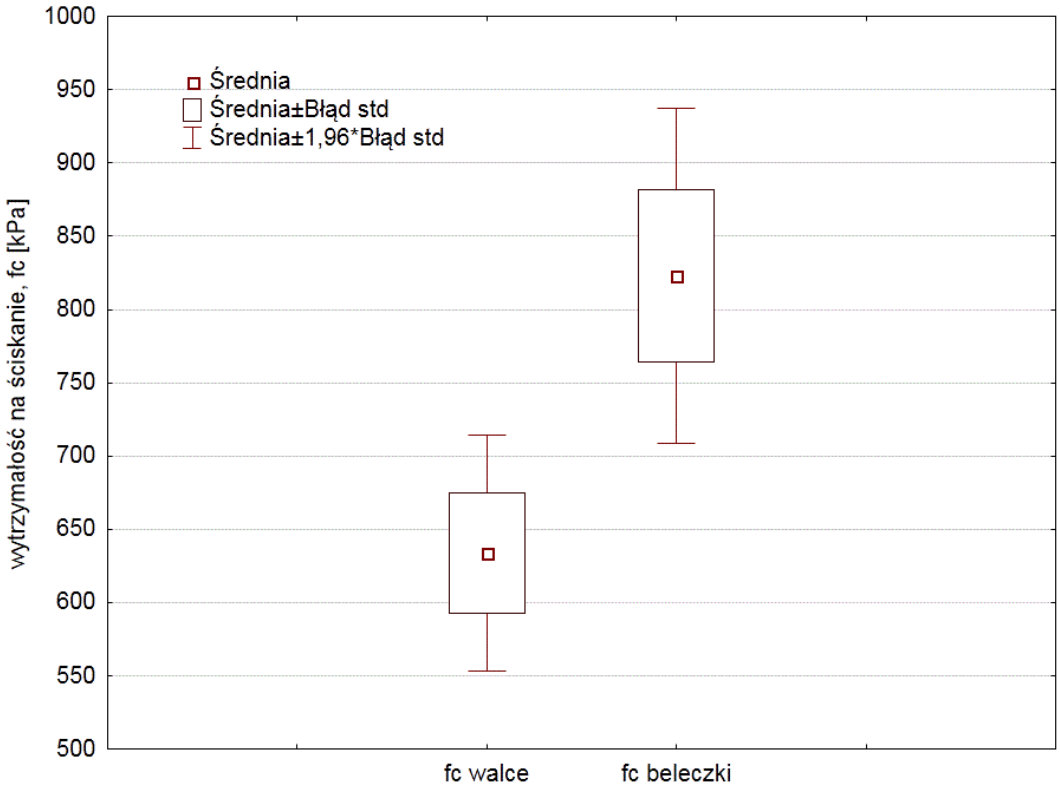
Podczas weryfikacji wpływu rodzaju próbek: walcowe i beleczki na parametr f_c zastosowano parametryczny test t-Studenta dla zmiennych niepowiązanych. Postawiono hipotezy:

H_0 – nie ma istotnej różnicy wartości f_c dla próbek walcowych oraz beleczek,
H_1 – jest istotna różnica wartości f_c dla próbek walcowych oraz beleczek.

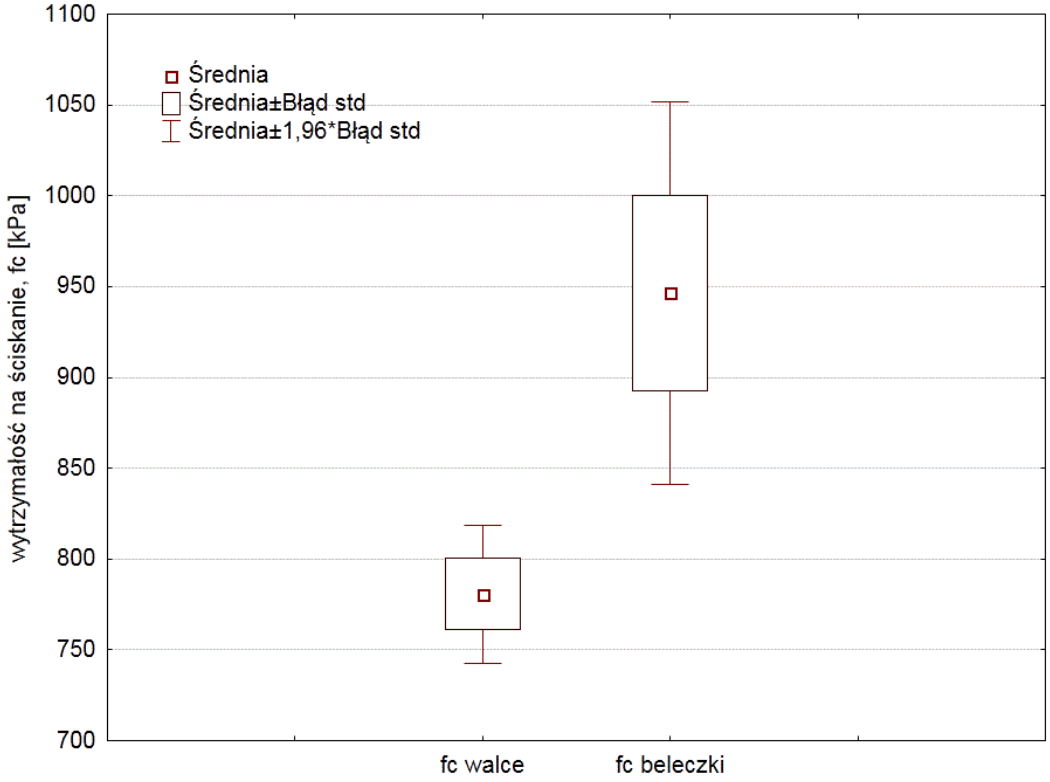
Do obliczeń wykorzystano pakiet programu STATISTICA 10. Przed zastosowaniem testu sprawdzono założenia testu t: założenie o normalności rozkładu zmiennej (test Shapiro-Wilka) oraz założenie jednorodności wariancji (test F) [8].

Z przeprowadzonych testów wynika (przy założonym poziomie ufności $\alpha = 0{,}05$), iż tylko dla próbek PK i PB dojrzewających w wodzie wodociągowej należy odrzucić H_0 i przyjąć H_1, przy poziomie prawdopodobieństwa $p = 0{,}029$ dla PK i $p = 0{,}035$ dla PB. Dla pozostałych rodzajów próbek nie było podstaw do odrzucenia H_0.

Istotny wpływ rodzaju próbek na wartość f_c zawiesiny PK i PB dojrzewających w wodzie wodociągowej potwierdzają rys. 1 i 2.



Rys. 1. Wpływ rodzaju próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem fluidalnego popiołu z węgla kamiennego (PK) dojrzewających w wodzie wodociągowej, na wytrzymałość na ściskanie f_c



Rys. 2. Wpływ rodzaju próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem fluidalnego popiołu z węgla brunatnego (PB) dojrzewających w wodzie wodociągowej, na wytrzymałość na ściskanie f_c

Charakterystyczne dane statystyczne zestawiono w tab. 4.

Tablica 4. Charakterystyczne dane statystyczne analizowanych próbek zawiesiny twardniejącej

Lp.	Rodzaj zawiesiny	Rodzaj próbki	Wartość średnia f_c [kPa]	Wartość min. f_c [kPa]	Wartość max. f_c [kPa]	Odchylenie standardowe s [kPa]	Współczynik zmienności v [%]
1	PK	walce	634,10	457,53	755,81	116,21	18,3
2		beleczki	822,92	437,50	1062,50	202,23	24,6
3	PB	walce	780,78	716,13	875,27	54,99	7,0
4		beleczki	946,43	625,00	1250,0	200,82	21,2

5. WNIOSKI

Przeprowadzone badania wytrzymałościowe zawiesin twardniejących z dodatkiem popiołów fluidalnych (z węgla kamiennego – PK i brunatnego – PB) oraz testy istotności wykonane na podstawie uzyskanych wyników f_c pozwalają postawić następujące wnioski:

1. Stwierdzono istotny (statystycznie) wpływ rodzaju próbek (walcowe lub beleczki) na wartość wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe, w przypadku próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego (PK) oraz brunatnego (PB), dojrzewającej w wodzie wodociągowej,
2. Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe jest większa w przypadku beleczek, zarówno dla zawiesin z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego (PK) jak i z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla brunatnego (PB),
3. W przypadku próbek zawiesiny twardniejącej z dodatkiem popiołu fluidalnego z węgla kamiennego (PK) oraz brunatnego (PB), dojrzewających w odciekach ze składowiska

odpadów komunalnych, nie stwierdzono istotnego (statystycznie) wpływu rodzaju próbek na wartość f_c,

4. Przeprowadzony eksperyment pokazuje istotne różnice wartości f_c w zależności od zastosowanych próbek zawiesiny twardniejącej, stanowi także podstawę do dalszych poszukiwań, innych powiązań (korelacji) tych zależności.

Piśmiennictwo

[1] Borys M., Mosiej K.: Podstawowe problemy przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych – Przegrody przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących. Gospodarka Wodna, 6/2006. Warszawa, s. 234-241.
[2] Borys M.: Pionowe przegrody przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych. Wiadomości melioracyjne i łąkarskie. Zagadnienia Inżynierii Środowiska Wiejskiego, 2/2006. Warszawa, s. 56-59.
[3] Kledyński Z., Machowska A.: Stan i perspektywy wykorzystania materiałów mineralnych w konstrukcji przesłon przeciwfiltracyjnych. Materiały Budowlane 2/2005, Warszawa,
s. 71-74.
[4] PN-EN 1538:2002. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ściany szczelinowe.
[5] Falaciński P.: Leak Tightness of hardening slurries with fluidal fly ashes in chemically aggressive environments. Archives of Environmental Protection. Polish Academy of Sciences, vol. 37 2011, No. 1, pp. 65-81.
[6] PN-EN 12715:2000. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Iniekcja.
[7] Mazerski J.: Statystyczna analiza wyników doświadczalnych. Wydawnictwo MALAMUT. Warszawa, 2009.
[8] Stanisz A.: Przystępny kurs statystyki z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny. Tom 1. Statystyki podstawowe. StatSoft, Kraków, 2006.

INFLUENCE OF PARTICULAR SAMPLES ON STRENGTH PARAMETERS OF SELF-HARDENING SLURRY

Summary

This paper presents an impact analysis exploring how compressive strength is influenced by different samples of self-hardening slurry. The samples of self-hardening slurry were made with addition of fluidal ash from black coal combustion and brown coal combustion. The samples were maturing in tap water and landfill leachate till the day of the tests.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Wojciech GOSK[1]
Politechnika Białostocka

ZASTOSOWANIE METODY STYCZNYCH DO IDENTYFIKACJI MODUŁU SZTYWNOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO BADANEGO PŁYTĄ DYNAMICZNĄ ZFG-01

STRESZCZENIE

W pracy opisano propozycję metody identyfikacji parametrów odkształceniowych podłoża piaszczystego poddanego badaniu lekką płytą dynamiczną ZFG-01. Identyfikacja modułu sztywności podłoża gruntowego została przeprowadzona na podstawie profilu przemieszczeń zarejestrowanych podczas testu udarowego. Wykorzystano założenie nieliniowości ośrodka w postaci przyjęcia zmiennego dynamicznego modułu sztywności. W pracy zastosowano autorski program obliczeniowy oparty na metodzie różnic skończonych umożliwiający opis falowy zachowania się walcowej bryły gruntu obciążonej udarowo.

SŁOWA KLUCZOWE: lekka płyta dynamiczna, identyfikacja, moduł sztywności podłoża gruntowego

1. WSTĘP

Jedną z technik badawczych stosowanych w geotechnice do oceny sztywności podłoża gruntowego jest wykorzystanie testów udarowych polegających na dynamicznym wzbudzeniu ośrodka gruntowego i rejestracji jego odpowiedzi dynamicznej. Mierzone parametry tej reakcji mogą następnie służyć do oceny sztywności szkieletu gruntowego. Lekka płyta dynamiczna ZFG-01 stosowana w geoinżynierii jest przyrządem bazującym na tej koncepcji badawczo-interpretacyjnej.

W standardowym podejściu według instrukcji przyrządu [1] jako wynik badania otrzymuje się dynamiczny moduł odkształcenia podłoża E_{vd} służący najczęściej w praktyce inżynierskiej do kontroli jakości zagęszczenia budowanego nasypu. Koncepcja wyznaczenia modułu E_{vd} opiera się na założeniu, że badany ośrodek stanowi izotropową półprzestrzeń sprężystą, a sztywność podłoża gruntowego można wyznaczyć stosując zależność na statyczne osiadanie sztywnej płyty kołowej. W pracy [2] wykazano, że z inżynierskiego punktu widzenia tak znaczne założenia upraszczające umożliwiają uzyskanie poprawnych pod pewnymi względami rozwiązań. Jednakże grunt, będąc ośrodkiem fizycznie nieliniowym, charakteryzuje się zmienną sztywnością w zależności od poziomu odkształcenia. Sztywność

[1] w.gosk@pb.edu.pl

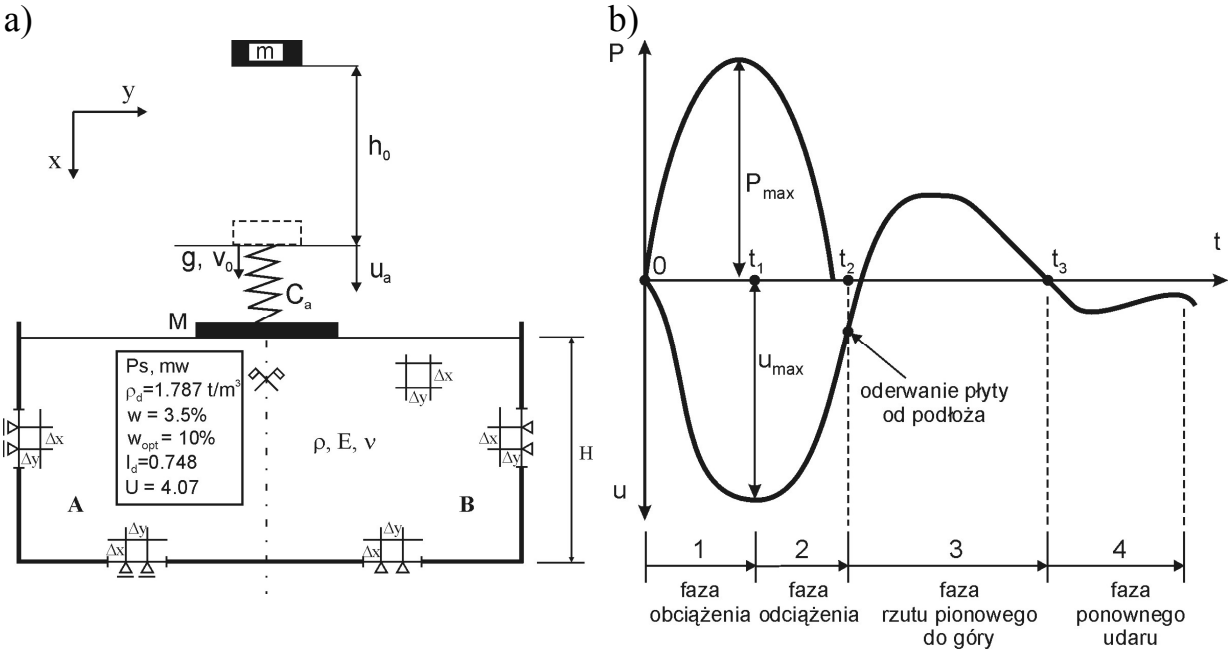
podłoża może być również silnie zróżnicowana w procesach obciążenia i odciążenia, co wykazano między innymi w pracy [3].

W niniejszej pracy została przeprowadzona identyfikacja modułu sztywności podłoża gruntowego. Analizę oparto na założeniu, że grunt jest ośrodkiem o nieliniowych związkach fizycznych w całym zakresie odkształcenia. Moduł sztywności podłoża gruntowego, zmienny w procesie odkształcenia, jest podstawowym parametrem opisującym tę nieliniowość.

2. BAZA DOŚWIADCZALNA IDENTYFIKACJI ZAŁOŻENIA DO ANALIZ

Punktem wyjścia do analiz identyfikacyjnych wykonanych w pracy były badania wykonane podczas realizacji rozprawy [4]. Niniejsza praca jest naturalną kontynuacją analiz numerycznych i identyfikacyjnych prezentowanych w pracy [5], w której przeprowadzono analizę procesów naprężeniowo-odkształceniowych w bryle gruntowej poddanej badaniu. Opisano tam również badanie laboratoryjne będące podstawą do identyfikacji modułu sztywności podłoża.

Na rysunku 1a przedstawiono schemat stanowiska laboratoryjnego z pokazaniem elementów modelowania numerycznego problemu w autorskim programie komputerowym użytym do identyfikacji modułu sztywności podłoża. Podane zostały również parametry geotechniczne badanego gruntu. Badanie laboratoryjne przeprowadzono na bryle piasku średnioziarnistego o wymiarach 1,30 m x 1,30 m x 0,70 m, umieszczonej w skrzyni drewnianej, [4].



Rys. 1. a) Schemat stanowiska badawczego: dane podłoża i elementy modelu numerycznego
b) Przebieg zmienności w czasie przemieszczenia płyty (4 fazy) i przebieg siły udaru

Badanie gruntu polegało na wywołaniu udaru swobodnie spadającej masy m, która za pośrednictwem amortyzatora o sztywności C_a wprawiała w ruch płytę naciskową o masie M. Wywołane obciążenie impulsowe ma charakterystykę półsinusoidy o amplitudzie obciążenia $P_{max} = 7{,}08\,\mathrm{kN}$, co odpowiada amplitudzie naprężenia pod płytą naciskową o wartości $\sigma_{max} \approx 100\,\mathrm{kPa}$. Wykonano osiem kolejnych prób dynamicznych, podczas których zarejestrowano profile przemieszczeniowe z krokiem próbkowania $TP = \Delta t^{eksp} = 56\,\mu\mathrm{s}$

o przebiegu mającym charakter krzywej widocznej na rysunku 1b. Maksymalne amplitudy przemieszczenia wynosiły kolejno $u_{d\max}$: {1,279; 0,757; 0,685; 0,650; 0,622; 0,594; 0,583; 0,587} 10^{-3} m. Według procedury instrukcji [1] moduł odkształcenia podłoża uzyskuje się na podstawie średniej wartości u_D zarejestrowanej dla prób czwartej, piątej i szóstej ($E_{vd} = 22{,}5 / u_D = 36{,}17\,\text{MPa}$). Równolegle podczas realizacji pracy [4] wykonano badanie podłoża za pomocą płyty VSS obciążonej statycznie. W zakresie nacisków $50 \div 100\,\text{kPa}$ otrzymano moduł odkształcenia pierwotnego podłoża wynoszący $E_0 = 32{,}20\,\text{MPa}$ oraz wtórny $E = 94{,}26\,\text{MPa}$.

W celu identyfikacji modułu sztywności podłoża wykorzystano autorski program obliczeniowy oparty na algorytmie MRS opracowanym w pracy [6]. Szczegóły i specyfikę modelowania oraz założenia teoretyczne do poszukiwania zmiennego modułu sztywności podłoża omówiono w publikacji [5], gdzie podstawą do identyfikacji był zarejestrowany profil przyspieszenia płyty naciskowej. W niniejszej pracy zasadnicza różnica dotyczy zbioru danych wejściowych, do identyfikacji użyto zarejestrowanych przemieszczeń. Szczegółowej analizie zostaną poddane wybrane spośród ośmiu próby udarowe: nr 1, 4 i 7.

3. IDENTYFIKACJA MODUŁU SZTYWNOŚCI METODĄ STYCZNYCH

3.1. Algorytm identyfikacji metodą stycznych

Podobnie jak podczas identyfikacji przeprowadzonej w pracy [5] zastosowanie związków fizycznych hiposprężystości wymagało wprowadzenia przyrostowego sposobu zarówno iterowania jak i wyznaczania stanu naprężeń na numerycznym kroku czasowym $\Delta t = t^{n+1} - t^n$. Obejmowały one wnętrze analizowanego obszaru i również brzegi formujące kształt analizowanej bryły. Związki w cylindrycznym układzie współrzędnych {x, y, φ} zapisano w postaci następujących zależności:

$$\begin{aligned}
\Delta\sigma_x^{n,n+1} &= 2G(t^n)\Delta\varepsilon_x^{n,n+1} + \lambda(t^n)\Delta\theta^{n,n+1},\\
\Delta\sigma_y^{n,n+1} &= 2G(t^n)\Delta\varepsilon_y^{n,n+1} + \lambda(t^n)\Delta\theta^{n,n+1},\\
\Delta\sigma_\varphi^{n,n+1} &= 2G(t^n)\Delta\varepsilon_\varphi^{n.n+1} + \lambda(t^n)\Delta\theta^{n,n+1},\\
\Delta\tau_{xy}^{n,n+1} &= G(t^n)\Delta\gamma_{xy}^{n,n+1},
\end{aligned} \tag{1}$$

gdzie: $\Delta\theta = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_\varphi$, $\quad \lambda(t) = 3\dfrac{\nu}{1+\nu}K(t)$.

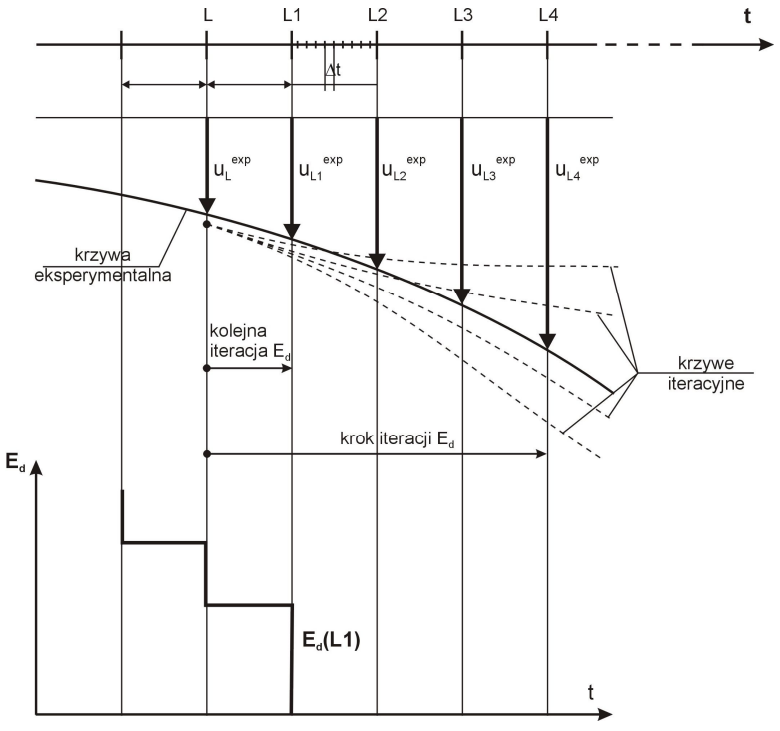
Ponadto konieczne było wprowadzenie iteracyjnych procedur poszukiwania modułu sztywności podłoża E_d, podlegającego zmianom z kroku na krok próbkowania TP. Analizę numeryczną metodą RS prowadzono z krokiem całkowania $\Delta t \cong TP/100$. Wartości modułu sztywności E_d poszukiwano przedziałami o długości kroku próbkowania: $(L \cdot TP,\ L1 \cdot TP)$, gdzie $L1 = L + 1$ (rys. 2). Stosowano kryterium identyfikacji, w tym przypadku określone w dziedzinie przemieszczeń. Wykorzystywano następującą postać tego kryterium:

$$J^{(L,L1)} = \sum_{l=L1}^{l=L1+3} \left| \frac{(u_l^{num} - u_l^{eksp})}{u_l^{eksp}} \right| = \inf . \tag{2}$$

Nie precyzowano bezpośrednio wartości błędu $J^{(L,L1)}$. Zakładano, że E_d ustala się metodą systematycznego przeszukiwania zadanego przedziału $(\max E_d, \min E_d)$ z krokiem $\Delta E_d = 0{,}5\,\text{MPa}$. Założona wartość tego kroku decyduje o błędzie identyfikacji.

Istotą identyfikacji na podstawie schematu omawianego w niniejszym podejściu jest rozstrzyganie o wartości $E_{d(L1)}$ w przedziale $(L \cdot TP, L1 \cdot TP)$. Dokonujemy tego na podstawie prognoz numerycznych o przemieszczeniu płyty naciskowej nie tylko w chwili $L1 \cdot TP$, ale również w trzech kolejnych chwilach próbkowania: $L2 \cdot TP$, $L3 \cdot TP$, $L4 \cdot TP$. Oznacza to, że w programie komputerowym realizujemy próbne iteracje w przedziałach dłuższych niż TP (rys. 2). Taka forma kryterium identyfikacji różni się zasadniczo od innego kryterium, według którego wymagano spełnienia zgodności przemieszczeń w każdej chwili próbkowania. Można wówczas osiągnąć tę zgodność z dokładnością do zaokrągleń właściwych procesorowi komputerowemu. Jednakże takie kryterium „ostre" z uwagi na dążenie do pełnej zgodności przemieszczeń może wnosić istotną niezgodność w dziedzinie prędkości. W konsekwencji otrzymuje się schodkową funkcję zmian w czasie wartości modułu E_d z silnie, nienaturalnie zmiennymi wartościami, również znakoprzemiennymi.

Zaproponowane kryterium (2) jest formalnie słabsze od kryterium „ostrego". Rezygnując jednak z uzyskania wysokiej zgodności wartości przemieszczenia numerycznego z wartością doświadczalną, uzyskuje się lepsze dopasowanie krzywej numerycznej do doświadczalnej, czyli poprawniejsze odzwierciedlenie procesu zmian przemieszczenia w czasie. Kryterium (2) zapewnia nie tylko akceptowalną zgodność rozwiązania numerycznego na przemieszczenie u_{L1}^{num} w chwili $L1 \cdot TP$ z wynikiem doświadczalnym u_{L1}^{exp}, ale również umożliwia wybór E_d poprawny z uwagi na prędkość w przypisanej chwili. Ponadto eliminuje problem wyboru chwilowych wartości modułu sztywności niepoprawnych w sensie fizycznym. Pamiętać należy, że w tej metodzie identyfikacji procedurą iteracyjną analizujemy problem nieliniowy, a więc możliwe jest wyznaczenie pierwiastków obcych problemu.



Rys. 2. Schemat identyfikacji metodą „stycznych" w dziedzinie przemieszczeń

Należy zauważyć, że algorytm programu komputerowego metody „stycznych" jest w tym wariancie bardziej skomplikowany niż przy zastosowaniu kryterium „ostrego". Wymagane było istotne rozbudowanie procedury iteracyjnej. Seria iteracyjna rozpoczynała się w kolejnych chwilach próbkowania. W chwilach tych należało znać warunki początkowe wyznaczone jako warunki końcowe dla optymalnej iteracji wybranej z analizy na kroku poprzednim. W tym celu utworzono blok zmiennych, w których zapamiętywano wartości definiujące kinematyczne i dynamiczne stany przyrostów przemieszczeń i samych przemieszczeń, przyrostów odkształceń i odkształceń oraz naprężeń w całej analizowanej bryle gruntu. Po każdej iteracji konieczne było zapamiętywanie w komórkach roboczych odpowiednich wartości u_{L1}^{num}, u_{L2}^{num}, u_{L3}^{num}, u_{L4}^{num} stowarzyszonych z próbną wartością E_d. Wartości tej przypisywano miarę poprawności według kryterium (2).

3.2. Wyniki identyfikacji metodą „stycznych" w dziedzinie przemieszczeń

Syntetyczne wyniki przeprowadzonej identyfikacji dla próby udarowej nr 7 ilustruje rysunek 3. Zwraca uwagę bardzo dobre dopasowanie krzywych przemieszczenia. Zadowalająco należy ocenić zgodność funkcji opisujących prędkości eksperymentalne i prędkości uzyskane w analizie numerycznej. Nieco mniejszą dokładność przylegania wykresów uzyskano dla przyspieszeń. Jednak i tu można stwierdzić, że wykres przyspieszenia w analizie numerycznej dobrze jakościowo uśrednia dane eksperymentalne, szczególnie do chwili około $0{,}5t_1$, to znaczy do momentu osiągnięcia maksymalnej wartości amplitudy prędkości płyty naciskowej.

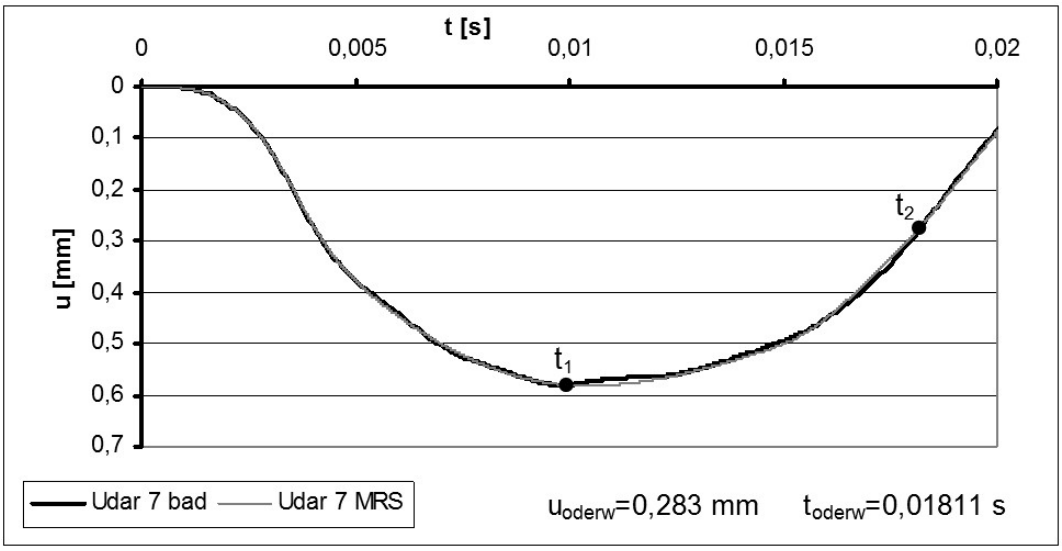
O charakterze nieliniowości związków fizycznych możemy wnioskować z wyników analizy identyfikacyjnej przedstawionych na rysunku 4. Ilustrują one reakcje naprężeniowo-odkształceniowe wyznaczone numerycznie dla wielkości średnich naprężeń i odkształceń.

W fazie obciążenia wyróżnia się przedziały, w których reakcja ośrodka wykazuje silne zróżnicowanie. W przedziale początkowym, który określa $\varepsilon_{śr} \le 0{,}0001$, stwierdza się bardzo wysokie moduły sztywności i w konsekwencji duże prędkości wzrostu naprężeń. W drugim przedziale naprężenia wzrastają quasi-liniowo. Przedział ten może szacować nierówność $0{,}0001 \le \varepsilon_{śr} \le 0{,}0002$. W kolejnym przedziale w próbie udarowej nr 1 zauważamy stabilizację naprężenia, co sugeruje, że grunt podlega idealnemu płynięciu plastycznemu. Trwa ono do $\varepsilon_{śr} \cong 0{,}0014$. W próbach 4 i 7 ewolucja naprężeń w omawianym przedziale może być interpretowana jako właściwa plastycznemu umocnieniu typu odkształceniowego. Przedział ten jest jednak znacznie mniejszy i kończy się przy odkształceniach rzędu $\varepsilon_x \cong 0{,}0005$. Przy odkształceniach tych kończy się proces zagęszczania szkieletu gruntowego. Rozpoczyna się końcowy przedział fazy obciążenia, w którym reakcję gruntu konstytuują deformacje quasi-sprężyste ziaren zagęszczonego szkieletu. Zanika w tym zakresie tarciowy mechanizm deformacji gruntu. Również w próbie nr 1 stwierdza się wystąpienie omawianego zakresu odkształcenia $(\varepsilon_{śr} > 0{,}0014)$.

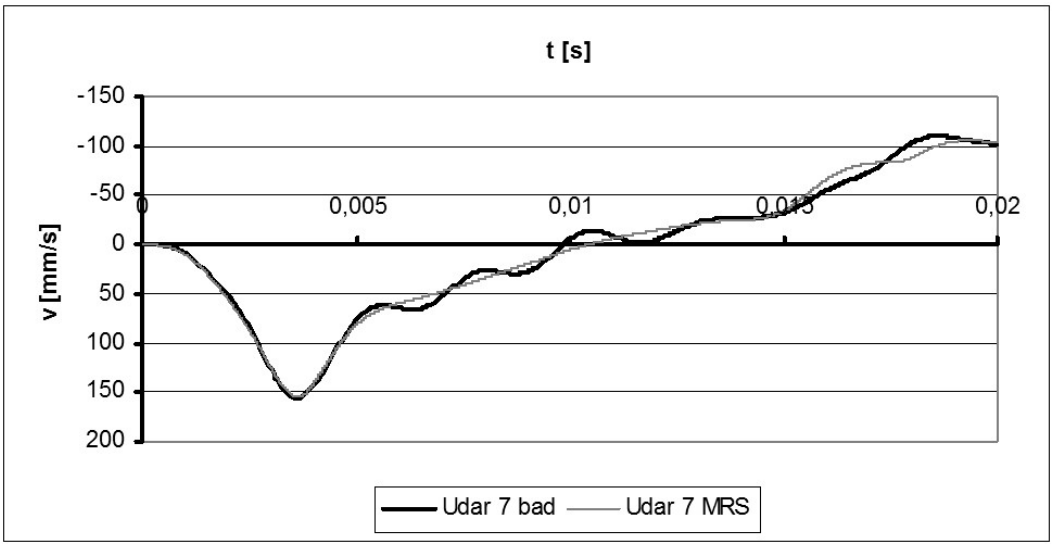
Podczas fazy odciążenia grunt zachowuje się w każdej z przeprowadzonych prób z dobrym przybliżeniem jak ośrodek liniowy, dokładniej hiposprężysty.

Przedstawiona interpretacja otrzymanych wyników numerycznych podanych na rysunku 4 jest zgodna z wieloodcinkowymi zależnościami fizycznymi $\sigma - \varepsilon$ stosowanymi w jednowymiarowych problemach propagacji fal w gruncie [7]. Wskazać należy, że pełne uzasadnienie podanej interpretacji byłoby możliwe, gdyby wykonać doświadczenia z odciążeniem realizującym się w każdym z omawianych przedziałów odkształcenia.

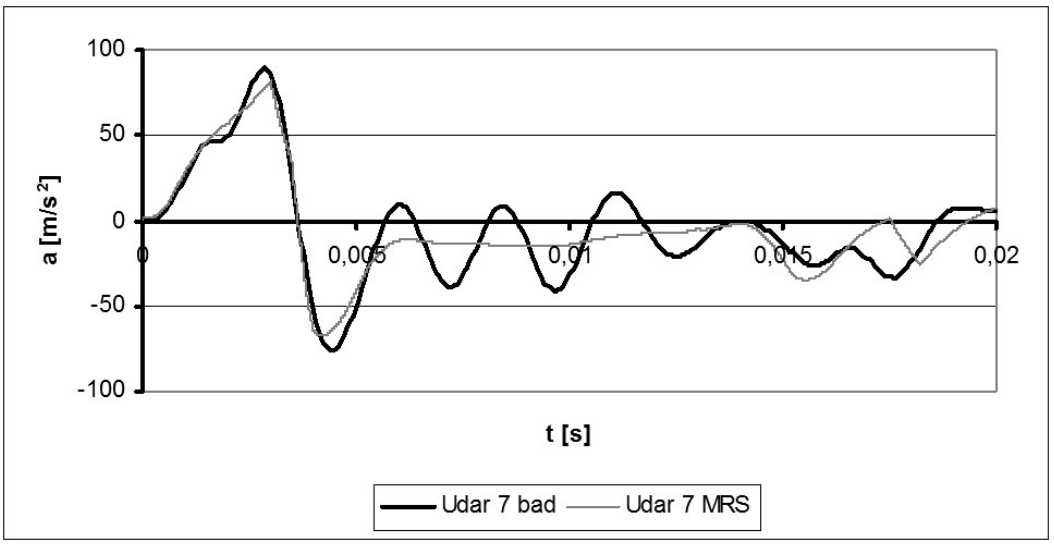
a)



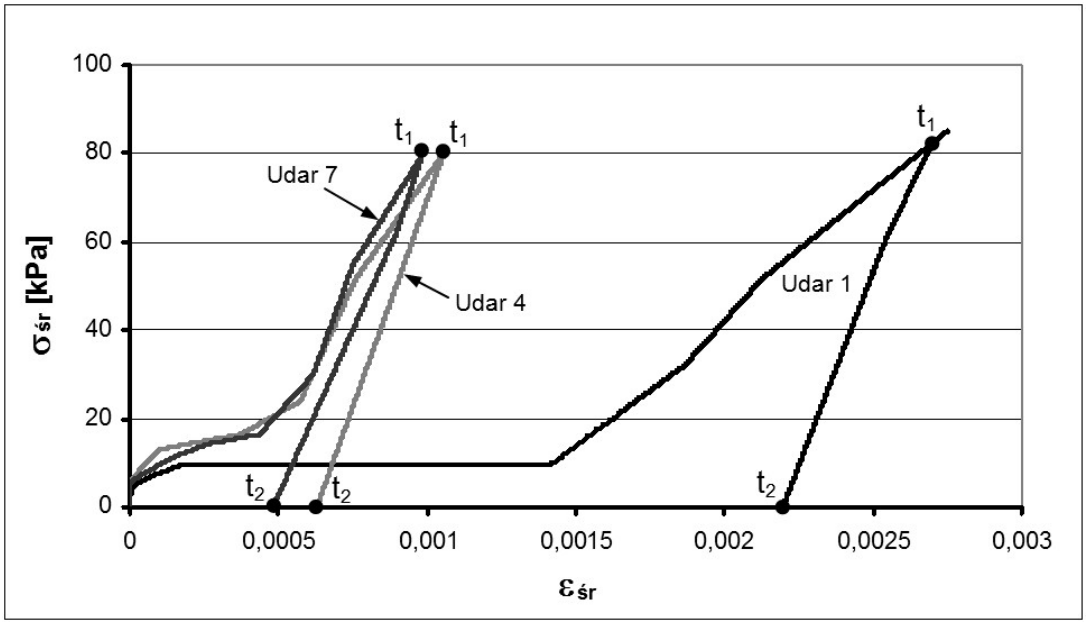
b)



c)

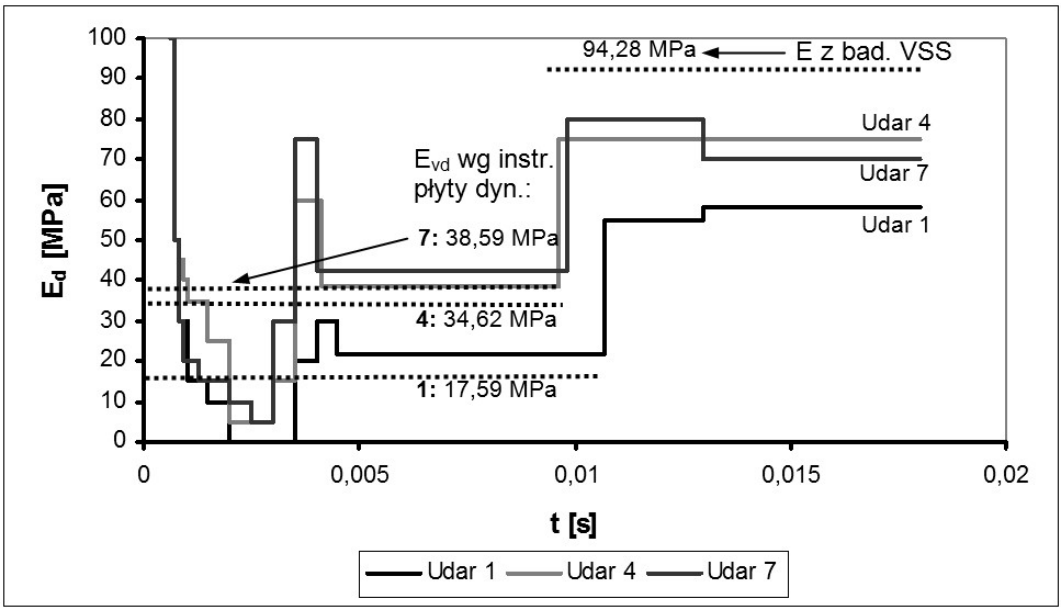


Rys. 3. Zmienność w czasie parametrów kinematycznych i dynamicznych płyty naciskowej w fazach obciążenia i odciążenia: a) przemieszczenie, b) prędkość, c) przyspieszenie



Rys. 4. Wykresy nieliniowych zależności naprężenie-odkształcenie w obszarze warstwy przylegającej do płyty naciskowej dla prób udarowych nr 1, 4 i 7

Zmienność w czasie modułu sztywności ośrodka przedstawiono na rysunku 5. Moduł sztywności charakteryzuje się bardzo wysokimi wartościami w początkowym okresie reakcji odkształceniowej gruntu. W dalszych przedziałach fazy obciążenia ewolucja modułu oscyluje wokół wartości stwierdzonej badaniem inżynierskim przeprowadzanym według instrukcji [1] przyrządu. Po osiągnięciu maksymalnej amplitudy przemieszczenia, a więc w fazie 2, stwierdza się jedno- lub dwuodcinkowo liniową ścieżkę odciążenia.



Rys. 5. Zmienność w czasie modułu sztywności ośrodka dla prób udarowych nr 1, 4 i 7

4. PODSUMOWANIE

Opracowana procedura identyfikacji umożliwiła wyprowadzenie wniosków o zmienności modułu sztywności w procesie odkształcenia. Ze zmiennością tą wiąże się

występowanie silnie nieliniowych efektów dynamicznego odkształcania gruntu.

Dynamiczne krzywe $\sigma - \varepsilon$ wskazują, że reakcja naprężeniowa gruntu jest silnie jakościowo zróżnicowana w pewnych zakresach odkształcenia. W fazie obciążenia dostrzega się zasadniczo trzy zakresy, a w fazie odciążenia jeden lub dwa. Wartości graniczne opisujące poszczególne zakresy są zależne od numeru (kolejności) próby udarowej. Możliwa jest więc wieloodcinkowa aproksymacja krzywych dynamicznych $\sigma - \varepsilon$. Wniosek taki wynika z analiz przeprowadzonych metodą „stycznych" w dziedzinie przemieszczeń. Jakościowo kształt tych krzywych odpowiada uproszczonemu modelowi stosowanemu w zagadnieniach mechaniki falowej.

Piśmiennictwo

[1] Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil B 8.3. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes. 1992.
[2] Gosk W.: Badanie podłoża gruntowego za pomocą płyty dynamicznej ZFG-01 – ocena zastosowania modelu sprężystego do interpretacji wyników. Aparatura Badawcza i Dydaktyczna, T. 15, nr 2, 2010, s. 99-106.
[3] Bąk G., Gosk W.: Sztywność podłoża piaszczystego w procesach obciążenia i odciążenia wywołanych udarem. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. Czasopismo Techniczne. Budownictwo, Z. 2-B/2007, Kraków, 2007, s. 3-10.
[4] Sulewska M. J.: Moduły odkształcenia gruntu niespoistego wyznaczone metodą dynamiczną. Rozprawa doktorska. Białystok, 1993.
[5] Gosk W.: Analiza procesów deformacyjno-naprężeniowych w bryle gruntowej badanej płytą dynamiczną ZFG-01. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. Z. 58, 2011, s. 31-38.
[6] Szcześniak Z.: Modelowanie zachowania dynamicznego konstrukcji podziemnych w warunkach działania powietrznej fali uderzeniowej. Wydawnictwo WAT, Warszawa, 1999.
[7] Włodarczyk E.: Modele gruntów i skał w zagadnieniach falowych. Archiwum Inżynierii Lądowej, T. XXXVII, Z. 3-4, 1991.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji pracy statutowej nr WBiIŚ/5/2010 finansowanej ze środków MNiSW w latach 2010-2013.

THE APPLICATION OF TANGENT METHOD FOR IDENTIFICATION OF STIFFNESS MODULUS OF A GROUND TESTED BY MEANS OF LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER ZFG-01

Summary

The paper presents a method of identification of deformation parameters of sandy subsoil tested by means of ZFG-01 Light Weight Deflectometer. The identification of dynamic stiffness modulus of the ground was carried out on the basis of displacements recorded during impact test. It was assumed that nonlinearity of the ground was described by values, changing in time, of the dynamic stiffness modulus. The identification was carried out by an original calculation program which enables the description of wave propagation in a cylindrical soil solid.

.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marzena KŁOS[1]
Marek SŁOŃSKI[2]
Zenon WASZCZYSZYN[3]
[1, 3] Politechnika Rzeszowska
[2] Politechnika Krakowska

ZASTOSOWANIE METODY GAUSSOWSKIEGO PROCESU DO IDENTYFIKACJI CHARAKTERYSTYK ZAGĘSZCZENIA GRUNTÓW ZIARNISTYCH

STRESZCZENIE

W pracy zastosowano metodę bayesowską Gaussowskiego Procesu (GP). Metoda wyróżnia się brakiem wektora wag i użyciem funkcji kernelowskich oraz macierzy kowariancji w przestrzeni danych wejściowych. Dzięki temu w GP można było formułować stosunkowo proste algorytmy i procedury komputerowe. GP zastosowano do identyfikacji dwóch charakterystyk zagęszczenia gruntów ziarnistych, tj. wilgotności optymalnej oraz maksy-malnej gęstości objętościowej. Celem sprawdzenia numerycznej efektywności GP zastosowano ją do analizy nowych danych pomiarowych opisanych w [2], analizowanych w [4] za pomocą semi-baysowskiej sieci neuronowej (SBNN). Wykazano, że dokładność identyfikacji metodą GP jest porównywalna z zaletami SBNN.

SŁOWA KLUCZOWE: grunt ziarnisty, proces gaussowki (GP), semi-bayesowska sieć neuronowa (SBNN), wilgotność optymalna (OWC), maksymalna gęstość objętościowa (MDD), macierz kowariancji, współczynnik sukcesu (SR).

1. WPROWADZENIE

Ocena zagęszczenia gruntów w podłożu budowlanym jest obszernie dyskutowana w monografii [1]. Nawiązując do wcześniejszych prac [2,3], w monografii wykazano efektywność stosowania sztucznych sieci neuronowych do oceny charakterystyk zagęszczania gruntów niespoistych. Uwagę skupiono na predykcji dwóch charakterystyk, tj. na wilgotności optymalnej OWC (ang. Optimum Water Content) oraz maksymalnej gęstości objętościowej MDD (ang. Maximum Dry Density). Dalej posługujemy się akronimami angielskimi, stosowanymi w pracach [4, 5], które dowiązują do nowych badań Sulewskiej i ich analizy za pomocą semi-bayesowskiej sieci neuronowej SBNN (Semi-Baeysian Neural Network).

[1] marklos@prz. edu.pl
[2] mslonski@jinx.l5.pk.edu.pl
[3] zenwa@l5.pk.edu.pl

Celem niniejszej pracy jest wdrażanie zastosowania nowej efektywnej metody obliczeniowej, jaką jest GP, do analizy zagadnień inżynierii lądowej. Pierwsze zastosowania, dyskutowane na Sesji Specjalnej SSN na 57. Konferencji Krynickiej, por. [6] wskazują na szereg zalet tej metody. Spośród nich można wymienić prostotę podstawowych sformułowań algorytmów oraz procedur komputerowych i, przede wszystkim, dużą numeryczną efektywność GP. Oryginalność GP polega na zbudowaniu modelu numerycznego bez wektora wag, który jest uważany za podstawowy atrybut modeli numerycznych, por. [7, 8]. W zamian jest wykorzystywana macierz korelacji danych wejściowych i stosuje się funkcje korelacyjne zamiast funkcji bazowych używanych w sztucznych sieciach neuronowych.

Wymienione wyżej powody uzasadniają cel warsztatowy niniejszej pracy jako zbieranie doświadczeń ze stosowania GP w inżynierii lądowej. Temu służy porównanie efektywności numerycznej GP z wynikami osiąganymi przez zastosowanie semi-baysowskiej sieci neuronowej SBNN w [5]. Przybliżeniu czytelnikowi metody GP ma służyć rozdz. 2 oraz porównywanie jej zalet na tle wyników otrzymanych przez znacznie bardziej złożony model numeryczny, za jaki można uznać SBNN.

2. METODA GP

W metodzie gaussowskiego procesu GP opieramy się na funkcji kernelowskiej (jądro-wej)

$$k(\mathbf{x}^n, \mathbf{x}^m) = \Phi(\mathbf{x}^n)\Phi(\mathbf{x}^m) \,, \tag{1}$$

definiowanej jako iloczyn skalarny funkcji bazowych $\Phi(\mathbf{x}^p)$ dla $p = n, m$, gdzie $\mathbf{x}^p \in \mathcal{R}^D$ jest wektorem wejścia o wymiarach ($D\times1$), stosowanej jako element zbioru danych wejściowych $\mathcal{D} = \{\mathbf{x}^p\}_{p=1}^N$. Funkcje (1) są składowymi macierzy kowariancji $\mathbf{C}_N$ o wymiarach ($N\times N$) dla N wektorów wejścia z przekątniowymi członami regularyzacyjnymi, por. [9, 10]:

$$c_{nm} = k(\mathbf{x}^n, \mathbf{x}^m) + \frac{1}{\sigma_N^2}\delta_{nm} \,, \tag{2}$$

gdzie: δ_{nm} – delta Diraca, σ_N^2 – wariancja szumu gaussowskiego ε^n w składowych zbioru danych wyjścia:

$$t^n = y^n + \varepsilon^n \,. \tag{3}$$

Prawdopodobieństwo warunkowe predykcji obliczania wyjścia t^{N+1} jest przyjęte w postaci rozkładu normalnego Gaussa:

$$p(t^{N+1}|\mathbf{x}^{N+1}, \mathcal{D}_N) = \mathcal{N}(t^{N+1}|\mathbf{x}^{N+1}, m_{N+1}, \sigma_{N+1}^2) \,, \tag{4}$$

gdzie wartość średnia i wariancja są określone wzorami:

$$m(\mathbf{x}^{N+1}) = \mathbf{k}^{\mathrm{T}}\mathbf{C}_N^{-1}\mathbf{t} \,, \qquad \sigma_{N+1}^2 = c - \mathbf{k}^{\mathrm{T}}\mathbf{C}_N^{-1}\mathbf{k} \,, \tag{5}$$

$$\text{dla} \quad \mathbf{k} = \{k(\mathbf{x}^n, \mathbf{x}^{N+1})\}_{n=1}^{N}, \quad c = k(\mathbf{x}^{N+1}, \mathbf{x}^{N+1}) + \frac{1}{\sigma_{N+1}^2}. \tag{6}$$

Wektor $\mathbf{k}$ i skalar c są składowymi rozszerzonej macierzy kowariancji $\mathbf{C}_{N+1}$:

$$\mathbf{C}_{N+1} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_N & \mathbf{k} \\ \mathbf{k}^{\mathrm{T}} & c \end{bmatrix}. \tag{7}$$

Predykcja wyjścia $y^{N+1} = y(\mathbf{x}^{N+1})$ jest wykonywany za pomocą wzoru (5):

$$y(\mathbf{x}^{N+1}) \equiv m(\mathbf{x}^{N+1}) = \mathbf{k}^{\mathrm{T}} \mathbf{C}_N^{-1} \mathbf{t}. \tag{8}$$

Istotne znaczenie ma obliczanie odwrotnej macierzy kowariancji $\mathbf{C}_N^{-1}$ w ramach procesu uczenia modelu GP. Proces testowania jest równoznaczny procesowi predykcji dla wzorców wektora wejścia $\mathbf{x}^{N+1}$. Z tego powodu metoda GP jet też nazywana interpolacyjną metodą bayesowską, por. [7].

W obliczeniach numerycznych przyjęliśmy dwie funkcje kowariancji z [10]. Pierwsza funkcja SE (ang. Squared Expotential) określa ważony odstęp między wzorcami n i m w przestrzeni $\mathcal{R}^D$:

$$c(\mathbf{x}^n, \mathbf{x}^n) = v_0 \exp[-\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{D} a_i (x_i^n - x_i^m)^2] + b, \tag{9}$$

gdzie wektor dodatnich parametrów Θ ma D+3 składowych:

$$\Theta_{(D+3)\times 1}^{\mathrm{Ex}} = \{v_0, b, a_1, \cdots, a_D, {\sigma_N}^2\}. \tag{10}$$

Druga funkcją, określana w [10] jest wymierną kwadratową funkcją RG (ang. Rational Quadratic) o postaci:

$$c(\mathbf{x}^n, \mathbf{x}^n) = v_0 [1 + \sum_{i=1}^{D} a_i (x_i^n - x_i^m)^2]^{-v} + b, \tag{11}$$

z D+4 składowymi wektora parametrów:

$$\Theta_{(D+4)\times 1}^{\mathrm{RQ}} = \{\Theta_{(D+3)\times 1}^{\mathrm{Ex}}, v\}. \tag{12}$$

Parametry występujące w funkcjach kowariantnych SE lub RQ są obliczane na podstawie bayesowskiego kryterium ML (ang. Maximum Likelihood), gdzie funkcja wrażliwości L wynika ze wzoru Bayesa, por. [9]:

$$L = -\frac{1}{2}\ln\left|\mathbf{C}_N\right| - \frac{1}{2}\mathbf{t}^{\mathrm{T}}\mathbf{C}_N^{-1}\mathbf{t} - \frac{N}{2}\ln 2\pi \ . \tag{13}$$

3. DANE POMIAROWE

Dla jednego skalarnego wyjścia został sformułowany zbiór danych par wzorców $\mathcal{P} = \{\mathbf{x}^p, t^p\}_{p=1}^{P}$, otrzymany dla P = 121 doświadczeń opisanych w [4]. Badania wykonano dla piasków polodowcowych północno-wschodniej Polski, stosując test laboratoryjny Proctora i polowe badania uziarnienia gruntów.

W pracy [4] zbiór P =121 wzorców podzielono losowo na dwa zbiory: uczący o liczebności L = 0.5 P = 61 wzorców oraz zbiory testujący i walidujący, dla których $T = V$ = 0.25 P = 30 wzorców. W pracy [5], w której zastosowano SBNN, przyjęto w losowaniu L= 0.7 P = 85 wzorców uczących oraz T = 0.3 P = 36 wzorców testujacych. W niniejszej pracy, celem porównania wyników otrzymanych za pomocą SBNN oraz metody GP przyjęto zbiory z [5].

Opierając się na analizie korelacyjnej w monografii [1], przyjęliśmy wektor wejściowy o 10 składowych:

$$\mathbf{x}_{(10\times1)} = \{C_{\mathrm{U}}, D_x \,|\, x = 10\%, \ldots, 90\%\} \ , \tag{14}$$

gdzie dla rozkładów uziarnienia gruntu x [%] średnic D[mm], jako zmienną wejścia przyjęto też współczynnik równomierności:

$$C_{\mathrm{U}} = D_{60}/D_{90} \ \text{ ze zbioru uziarnienia } \ \{\mathrm{D_x}\}_{(9\times1)} = \{\mathrm{D_{10}}, \ldots, \mathrm{D_{90}}\}. \tag{15}$$

W [1, 4] stosowano też skompresowany wektor wejścia:

$$\mathbf{x}_{(5\times1)} = \{C_{\mathrm{U}}, D_{10}, D_{20}, D_{70}, D_{80}\}. \tag{16}$$

Składowe wektora wyjścia odpowiadają charakterystykom zagęszczenia:

$$\mathbf{y}_{(2\times1)} = \{OWC, MDD\}.$$

Kierując się fizycznymi właściwościami charakterystyk zagęszczenia, w [3] zapropowano stosowanie dwóch sieci neuronowych o pojedynczych skalarnych wyjściach:

$$y_1 = OWC \ \text{ i } \ y_2 = MDD \ . \tag{17}$$

Takie podejście zastosowano też w [1, 4, 5] oraz w niniejszej pracy.

4. ANALIZA NUMERYCZNA

W pracy [5] zastosowano skalowanie składowych wektora wejścia $\mathbf{x}_{(10\times1)}$, dzieląc każdą ze składowych i przez maksymalną wartość zbioru $\{x_i^n\}_{n=1}^N$. Następnie wartości bezwymiarowe $\bar{x}_i^n = x_i^n / \max x_j \in (0.0, 1.0)$ zostały przetransformowane do kierunków głównych $\bar{x}_i^n \to \xi_i^n$ za pomocą metody PCA (ang. Principle Component Analysis). W [5] została też wykonana kompresja danych z przestrzeni D = 10 do przestrzeni 4-wymiarowej. W dalszym ciągu, ze względu na stratność dokładności, nie posługujemy się składowymi skompresowanymi, ale wszystkimi czynnikami głównymi ξ_i^n dla i = 1, …10 .

4.1. Zastosowanie SBNN

W pracy [5] do identyfikacji charakterystyk zagęszczenia gruntu zastosowano semi-bayesowską sieć neuronową SBNN. W porównaniu z sieciami standardowymi w [4] przyjęto rozszerzoną funkcje błędu sieci:

$$F_i = \frac{\beta_i}{2} E_{\mathcal{D}i}(\mathbf{w}) + \frac{\alpha_i}{2} E_{\mathrm{W}i}(\mathbf{w}) = \frac{\beta_i}{2} \sum_{n=1}^{N} \{t_i^n - t_i^n\}^2 + \frac{\alpha_i}{2} \sum_{n=1}^{N} w_i{}^2 , \tag{18}$$

gdzie: i – numer wyjścia dla charakterystyk zagęszczenia *OWC lub* MDD, $\mathbf{w} \in \mathcal{R}^{\mathrm{W}}$ – wektor uogólnionych wag sieci neuronowej (biasy i połączenia synaptyczne).

Do projektowania sieci (wyznacza się optymalną liczbę H_{opt} w warstwie ukrytej) zastosowano kryterium bayesowskie maksimum całkowitej wiarygodności MLL (ang. Maximum Marginal Likelihood) zamiast walidacji krzyżowej. W tym celu posłużono się procedurą Evidence opisaną w [10].

Hiperparametry α_i oraz β_i w (18) obliczano też na podstawie kryterium MLL korzystając z iteracyjnej procedury, opisanej w [10].

W [5] wykazano, że zastosowanie rozszerzonej funkcji błędu sieci (18) oraz wymienionych procedur bayesowskich daje wyraźne poprawienie dokładności identyfikacji parametrów zagęszczenia w porównaniu z wynikami, jakie otrzymano za pomocą sieci standardowych.

4.2. Zastosowanie metody GP i porównanie z wynikami otrzymanymi za pomocą SBNN

Metoda GP, krótko omówiona w p. 2, nie posługuje się wektorem wag, więc nie ma problemu projektowania odpowiedniej sieci neuronowej. Natomiast istotnym problemem jest liczba wzorców N, gdyż wpływa ona na szybkość obliczeń związanych głównie z odwracaniem macierzy kowariancji $\mathbf{C}$ oraz predykcji nowych wzorców $\mathbf{x}^{N+1}$. Potrzebna liczba operacji odwracania i predykcji wymaga odpowiednio O(N^3) i O(N^2) obliczeń, por. [7, 9]. W pracy liczba wzorców $N \approx 10^2$ jest relatywnie mała toteż metoda GP jest „numerycznie tania”.

Celem porównania metody GP ze standardową siecią jednowarstwową MLP (ang. MultiLeayer Perceptron) i SBNN w Tabl. 1 zestawiono otrzymane błędy procesów uczenia i testowania dla pierwiastkowego błędu średnio kwadratowego *RMSE* (ang. Root Mean Square Error) oraz współczynnika determinacji R^2, zdefiniowanych następującymi wzorami:

$$RMSE_i = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}(t_i^n - y_i^n)^2}\ , \quad (R_i^N)^2 = 1 - (SSE_i^N / SS_{yi}^N)\ , \ , \tag{19}$$

gdzie : $SSE_i^N = \sum_{n=1}^{N}(t_i^n - y_i^n)^2$, $SS_{yi}^N = \sum_{n=1}^{N}(y^n - \bar{y}_i)^2$, $\bar{y}_i = \frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N} y_i^n$, $N = L,\ T$; N = L, T – liczba wzorców lub oznaczenia procesów uczenia i testowania, $i = OWC$ lub MDD – wartości parametrów zagęszczenia gruntu.

W Tabl. 1 zaznaczono w wierszach 5 i 6 akronimy RQ oraz SE funkcji kowariantnych (10) i (12), stosowanych w metodzie GP. Sieci standardowe o numerach 1^* i 2^* były analizowane w [4] dla $L = 0.5\ P$ oraz $T = 0.25\ P$ wzorców uczących i testujących, gdzie $P = 121$ jest całkowitą liczbą wzorców pomiarowych.

Tablica 1. Błędy aproksymacji numerycznej i współczynniki wiarygodności dla różnych modeli numerycznych w procesach uczenia i testowania

Nr modelu numerycznego.	Architektura sieci neuronowych	Wyjście i	$RMSE_i^{\mathrm{N}}$ dla N:		$(R_i^{\mathrm{N}})^2$ dla N :	
			L	T	N	T
1* MLP	10-4-1	*OWC*	0.121	0.159	0.75	0.65
2* MLP	5-4-1	*MDD*	0.077	0.085	0.91	0.89
3 SBNN	10-2-1	*OWC*	0.095	0.123	0.88	0.77
4 SBNN	10-4-1	*MDD*	0.025	0.055	0.98	0.93
5 GP-RQ	—	*OWC*	0.069	0.078	0.85	0.79
6 GP-SE	—	*MDD*	0.018	0.023	0.93	0.84

Błędy *RMSE* wskazują na większą dokładność sieci SBNN i modelu GP niż standardowej sieci neuronowej MLP. Należy jednak ostrożnie oceniać błędy procesów uczenia i testowania N i T, gdyż zależą one od losowego wyboru zbiorów uczących i testujących.

Celem lepszego oszacowania dokładności aproksymacji za pomocą SBNN i GP na Rys. 1 porównano rozkłady punktów (t^p, y^p) dla identyfikowanych wartości charakterystyk *OWC* oraz *MDD*. Celem oceny poziomu błędów predykcji, zdefiniowano błąd względny:

$$Re_i = (y_i^p / t_i^p - 1)\times 100\% \quad \text{dla } i = OWC,\ MDD\ . \tag{20}$$

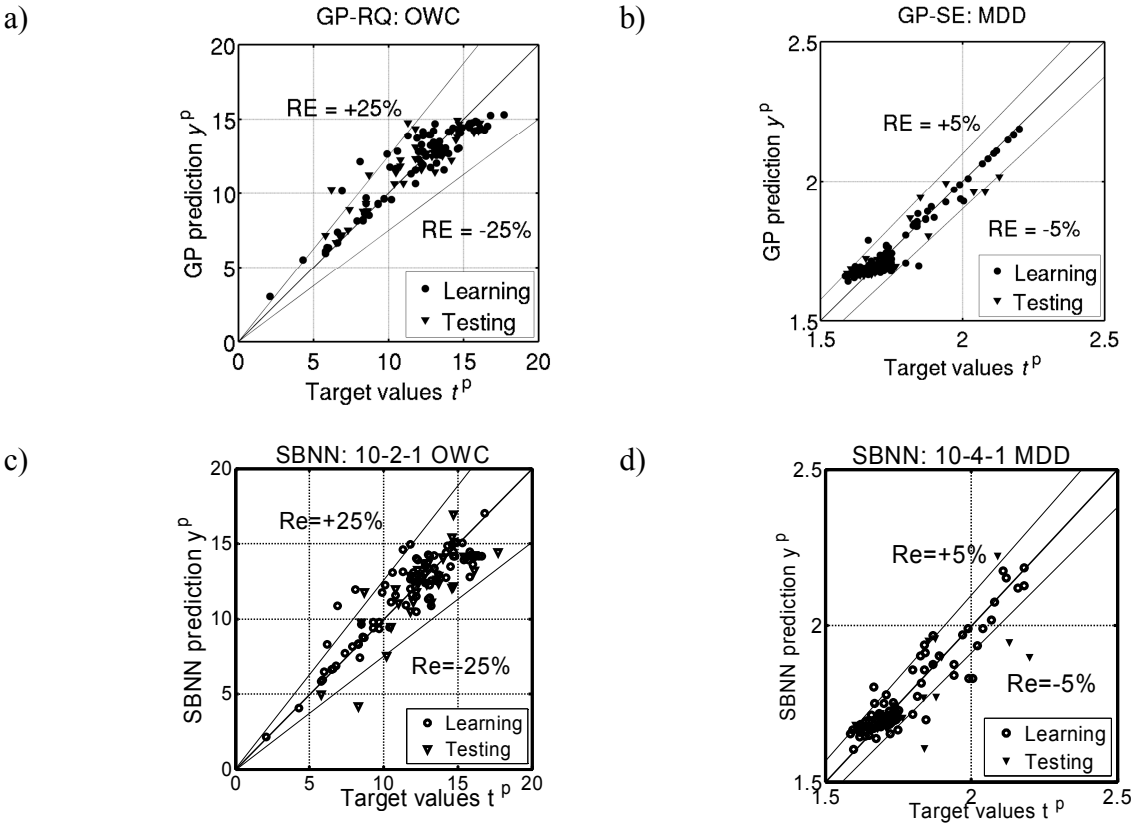
Na Rys.1 linie $Re = \pm C$ % ograniczają obszar, w którym znajdują się punkty o błędach względnych $|Re| \le C$.

Patrząc na Rys. 1. widać, ze zarówno dla *OWC* jak też dla *MDD* obszary ograniczone odpowiednio przez C = 25% lub 5% obejmują porównywalna liczbę punktów (t^p, y^p) analizowanych za pomocą SBNN lub GP.

Lepszą ocenę efektywności SBNN i GP dają wykresy krzywych kumulacyjnych, nazwanych w [5] współczynnikami sukcesu *SR* (*Re*)% (ang. Success Ratio). Są one definiowane następującym wzorem:

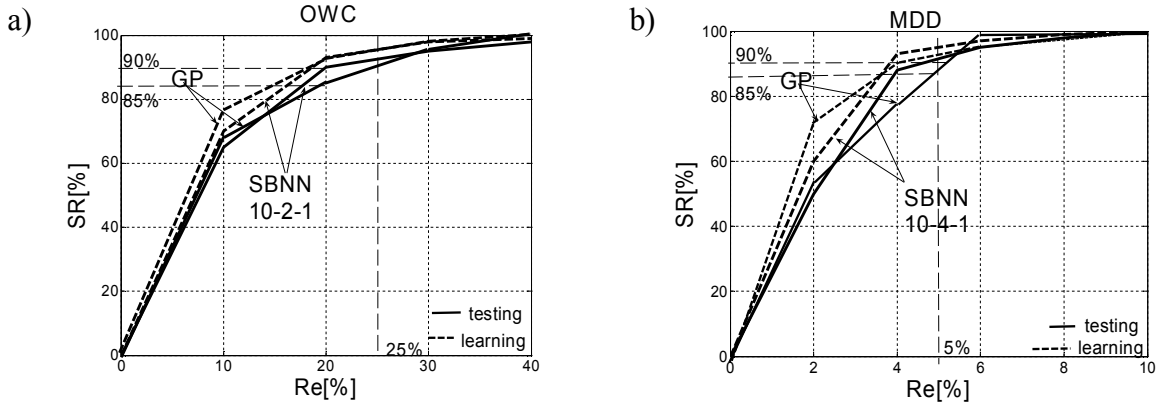
$$SR = (SRe / S)\times 100\%\ , \tag{21}$$

gdzie: *SRe* – liczba punktów (t^p, y^p) w obszarze *Re*, *S* – całkowita liczba punktów dla wzorców uczenia i testowania modeli numerycznych GP i SBN(N).



Rys. 1. Rozkład punktów (t^p, y^p) dla parametrów zagęszczenia OWP i MDD, obliczonych za pomocą modeli GP i SBNN

Na Rys. 2 pokazano krzywe sukcesu dla charakterystyk zagęszczenia gruntu, otrzymane dla procesów uczenia i testowania. Widać, że dla charakterystyk *OWC* i *MDD* obszary błędów $|Re| \leq 25$ % i $|Re| \leq 5$ %, w przypadku procesu testowania, obejmują ok. 85-90 % procent wzorców identyfikowanych przez GP i SBNN.



Rys.2. Krzywe sukcesu *SC*.(*Re*) dla parametrów zagęszczenia OWC i MDD, obliczone za pomocą modeli numerycznych GP i SBNN

5. WNIOSKI KOŃCOWE

1. Semi-bayesowska sieć neuronowa SBNN oraz metoda gaussowskiego procesu GP dają dokładniejszą identyfikację parametrów zagęszczenia gruntów ziarnistych niż standardowa, warstwowa sieć neuronowa MLP.

2. Wyniki identyfikacji parametrów zagęszczenia OWC (wilgotność optymalna) i MDD (maksymalna gęstość objętościowa) za pomocą GR i SBNN są porównywalne.
3. Sieć SBNN jest modelem numerycznym znacznie bardziej złożonym niż model GP, gdyż w GP nie posługujemy się wektorem wag. Dzięki temu w GP nie ma problemów z projektowania architektury sieci neuronowej a algorytmy i procedury komputerowe w GP są prostsze niż w SBNN.
4. Bardziej szczegółowa ocena i ewentualne rekomendacje stosowania modelu GP do analizy problemów inżynierii lądowej wymagają jeszcze dalszych badań, zwłaszcza dla problemów o dużej liczbie wzorców wejściowych.

Piśmiennictwo

[1] Sulewska M.J: Sztuczne sieci neuronowe w ocenie parametrów zagęszczenia gruntów niespoistych, Studia z Zakresu Inżynierii, Nr 64. Warszawa-Białystok, 2009.
[2] Najjar, Y.M.: On the identification of compaction characteristics by neuronets. Computers and Geotechnics, 18:167-187, 1996.
[3] Sinha, S.K., Wang, M.C.: Artificial neural network prediction models for soil compaction and permeability. Geotech. Geol. Eng., 26:47-64, 2008.
[4] Sulewska, M., Artificial neural modelling of compaction characteristics of cohesionless soils. Comp. Aided Mech. Eng. Sci., 17:27-40, 2010.
[5] Kłos M.V.J, Sulewska M.J., Waszczyszyn Z.: Neural identification of compaction character-istics for granular soils. Comp. Aided Mech. Eng. Sci., 18(4), 2010 (w druku).
[6] Słoński M.: Bayesian Neural Networks and Gaussian Processes in identification of concrete properties. Comp. Aided Mech. Eng. Sci., 18(4), 2011 (w druku).
[7] Waszczyszyn, Z., Słoński, M.: Selected problems of artificial neural network development, Ch. 5 in: Waszczyszyn, Z. (ed.), Advances of Soft Computing in Engi-neering, CISM Courses and Lectures, vol. 512, pp. 237-316. Springer, Wien-New York, 2011..
[8] Haykin, S.S.: Neural Networks – A Comprehensive Introduction, 2nd Ed., Prentice Hall, 1999.
[9] Bishop C.M.: Neural Networks for Pattern Recognition. Oxford University Press, 2006
[10] Nabney, I.T.: Netlab – Algorithms for Pattern Recognition. Springer, London, 2004.

APPLICATION OF GAUSSIAN PROCESS METHOD TO IDENTIFICATION OF COMPACTION CHARACTERISTICS IN GRANULAR SOILS

Summary

In the paper the Gaussian Process (GP) model is discussed as a simple Bayesian for approach to identification analysis. In GP model the weight vector is not applied, which makes the algorithms and computational procedures simpler than those formulated in the Semi-Bayesian Neural Network (SBNN). In the paper it was numerically proved that the application of GP to the identification of compaction parameters for granular soils is numerically efficient, comparable for GP and SBNN applications.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Wojciech KOZŁOWSKI[1]
Politechnika Opolska
Andrzej SUROWIECKI[2]
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu,
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu,
Adam BALAWEJDER[3]
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu,

ANALIZA PRZEMIESZCZEŃ PŁYTY DENNEJ DWUKOMOROWEGO ZBIORNIKA ZAGŁĘBIONEGO W OŚRODKU GRUNTOWYM

STRESZCZENIE

Omówiono problem wpływu wartości współczynnika sztywności podłoża gruntowego na zmienność wartości sił wewnętrznych i pionowych przemieszczeń w elementach zbiornika wypełnionego wodą, pogrążonego w ośrodku gruntowym. Wskazano miejsca, w których badane wielkości osiągają wartości ekstremalne. Model konstrukcji zbiornika opracowano wsystemie numerycznym. Analizie poddano również związek gęstości siatki podziału badanego układu konstrukcyjnego na elementy skończone z dokładnością wyników obliczeń.

SŁOWA KLUCZOWE: zbiornik wypełniony wodą, współczynnik sztywności podłoża, model numeryczny

1. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU I ZAKRES BADAŃ

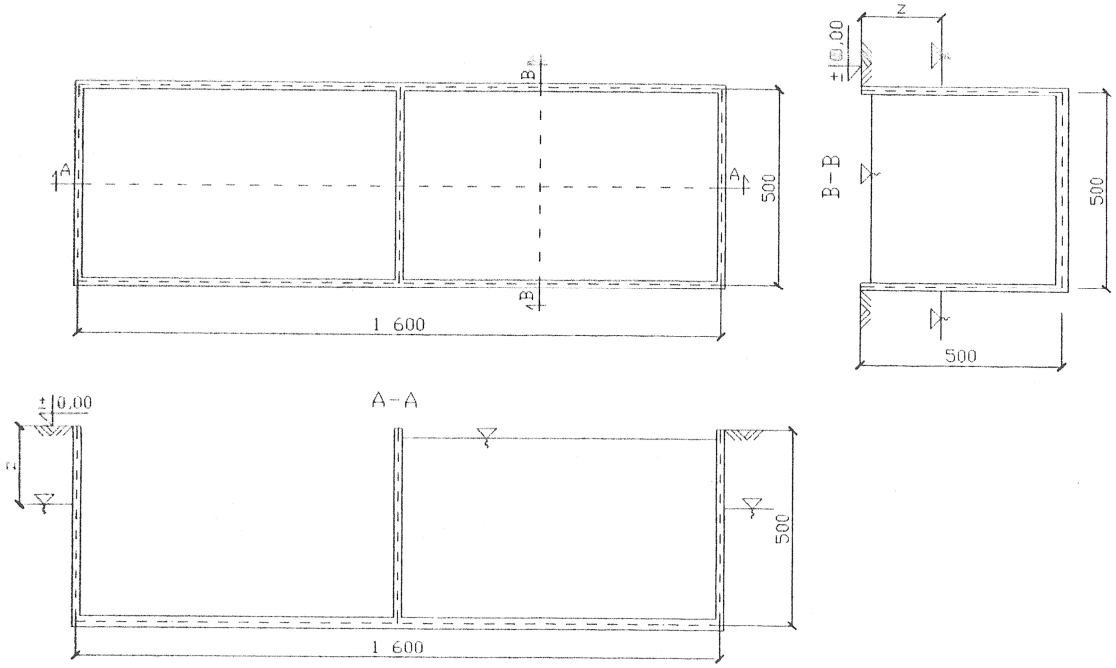
Obiektem badań jest żelbetowy, dwukomorowy, symetryczny (względem poziomej osi podłużnej i poprzecznej), prostopadłościenny żelbetowy zbiornik, otwarty górą, wypełniony wodą i całkowicie zagłębiony w ośrodku gruntowym. Jedną komorę całkowicie wypełniono wodą, drugą pozostawiono pustą.

Podjęto problem wpływu wartości współczynnika sztywności podłoża gruntowego na zmienność wartości momentów zginających i pionowych przemieszczeń, występujących w elementach zbiornika. Wskazano krytyczne miejsca, w których badane wielkości osiągają wartości ekstremalne. Zadanie rozwiązano na bazie modelowania numerycznego. Model konstrukcji zbiornika opracowano w systemie ROBOT Millenium 15.0. Analizie poddano

[1] w.kozlowski@po.opole.pl
[2] andrzej.surowiecki@up.wroc.pl
[3] adam.balawejder@up.wroc.pl

również związek gęstości siatki podziału badanego układu na elementy skończone z dokładnością wyników obliczeń.

Wymiary zbiornika wynoszą: długość L = 16 m, szerokość B = 5 m i głębokość H = 5 m. Założono jednakową grubość ścian bocznych zewnętrznych i wewnętrznych: g_b = 0,20 m, natomiast grubość płyty dennej g_d = 0,30 m. W procesie modelowania konstrukcji, jako materiał stanowiący tworzywo zbiornika przyjęto beton cementowy. Połączenia między ścianami oraz ścian z płytą denną potraktowano jako sztywne. Zbiornik jest podparty podłużnie, przegubowo, na dwóch ławach fundamentowych znajdujących się pod krawędziami podłużnymi. Schemat analizowanego zbiornika przedstawiono na rysunku 1 [1].



Rys. 1. Rzut poziomy i przekroje pionowe przez zbiornik [1]

W toku badań realizowano zespół obciążeń układu konstrukcyjnego zbiornika:
- obciążenie pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji,
- parcie gruntu na ściany boczne p_1 (obciążenie stałe),
- parcie wody znajdującej się w komorze zbiornika na ściany boczne p_2, które przyjęto na całej ich wysokości (obciążenie eksploatacyjne) oraz napór wody na płytę dna,
- parcie wody gruntowej na ściany boczne p_3 oraz pionowy napór wody gruntowej na dno zbiornika.

Obciążenia stałe są powiększane przy zastosowaniu współczynnika o wartości 1,1 natomiast współczynnik zwiększający o wartości 1,3 stosowano w odniesieniu do obciążenia eksploatacyjnego.

Odpór gruntu w płaszczyźnie płyty dennej pominięto, co uznano za dopuszczalne uproszczenie.

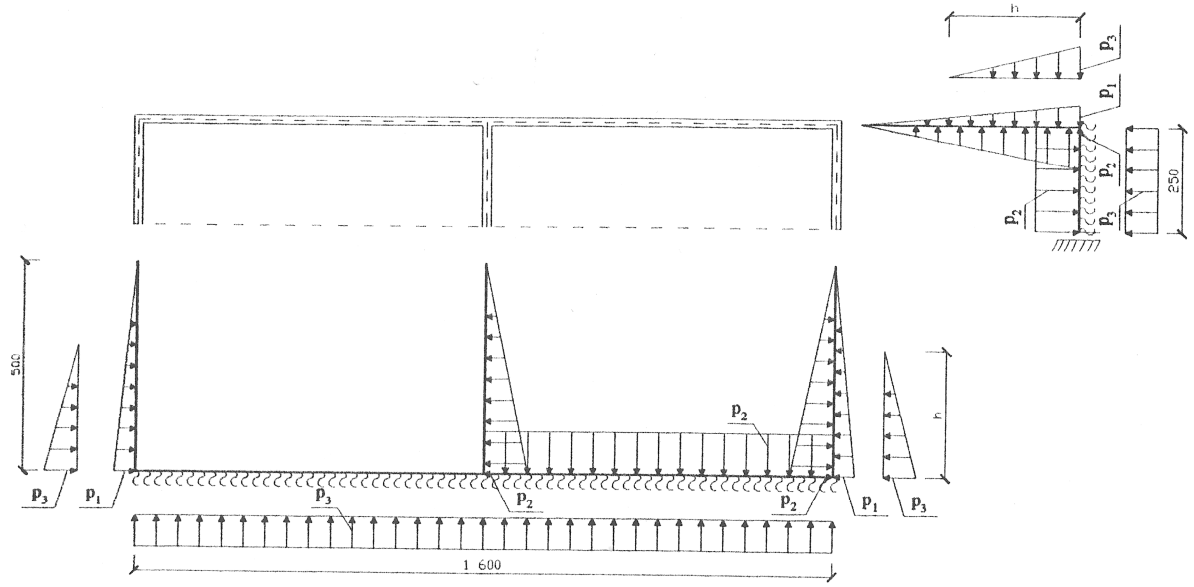
Właściwości ośrodka gruntowego obciążającego konstrukcję założono jak dla średnio zagęszczonych, mokrych piasków grubych i średnich [1, 7]:
- ciężar objętościowy $\gamma_0 = 2{,}0$ T/m^3,
- kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 35^0$,
- współczynnik $\lambda = \mathrm{tg}^2 (45^0 - 0{,}5\varphi) = 0{,}271$.

Na podstawie powyżej podanych właściwości obliczono ciężar objętościowy gruntu, który przyjęto przy definiowaniu obciążenia stosowanego w procesie modelowania konstrukcji:

$\gamma = \lambda\ \gamma_0 = 0{,}271\ 2{,}0\ \mathrm{T/m^3} = 0{,}542\ \mathrm{T/m^3}$.

Wartości przyjętych obciążeń zbiornika kształtują się następująco:
- obciążenie od parcia gruntu $p_1 = 27{,}1\ \mathrm{kN/m^2}$,
- obciążenie od parcia wody $p_2 = 50\ \mathrm{kN/m^2}$ oraz $p_3 = h\ [\mathrm{m}] \cdot 1{,}0\ [\mathrm{T/m^3}]$, gdzie h jest wysokością słupa wody gruntowej.

Ze względu na symetrię obciążeń i symetrię warunków brzegowych, szczegółowej analizie poddano tylko połowę zbiornika. Obliczenia statyczne wykonano przy użyciu programu numerycznego ROBOT Millenium 15.0. [2]. Rys. 2 ilustruje schemat statyczny połówki zbiornika z obciążeniem od parcia gruntu oraz od parcia wody.



Rys. 2. Schemat statyczny połówki zbiornika z obciążeniem od parcia gruntu p_1 oraz od parcia wody p_2, p_3 [1]

2. ZWIĄZEK GĘSTOŚCI SIATKI PODZIAŁU UKŁADU NA ELEMENTY SKOŃCZONE Z DOKŁADNOŚCIĄ WYNIKÓW OBLICZEŃ MOMENTÓW ZGINAJĄCYCH I PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH

Celem przeprowadzonej analizy jest ustalenie najbardziej właściwego podziału przedmiotowej ćwiartki zbiornika na elementy skończone z uwagi na dokładność wyników, a następnie wykorzystanie do dalszych badań. Dokładność wyników obliczeń wielkości fizycznych jest zależna od stopnia dyskretyzacji badanego układu na skończoną liczbę elementów [2, 3, 4, 5]. Wartości momentów zginających na kierunku x (M_x), na kierunku y (M_y) i przemieszczeń pionowych u_z, obliczonych w centralnym punkcie płyty dennej zbiornika, w zależności od stopnia dyskretyzacji badanej połówki zbiornika są podane w opracowaniu [1].

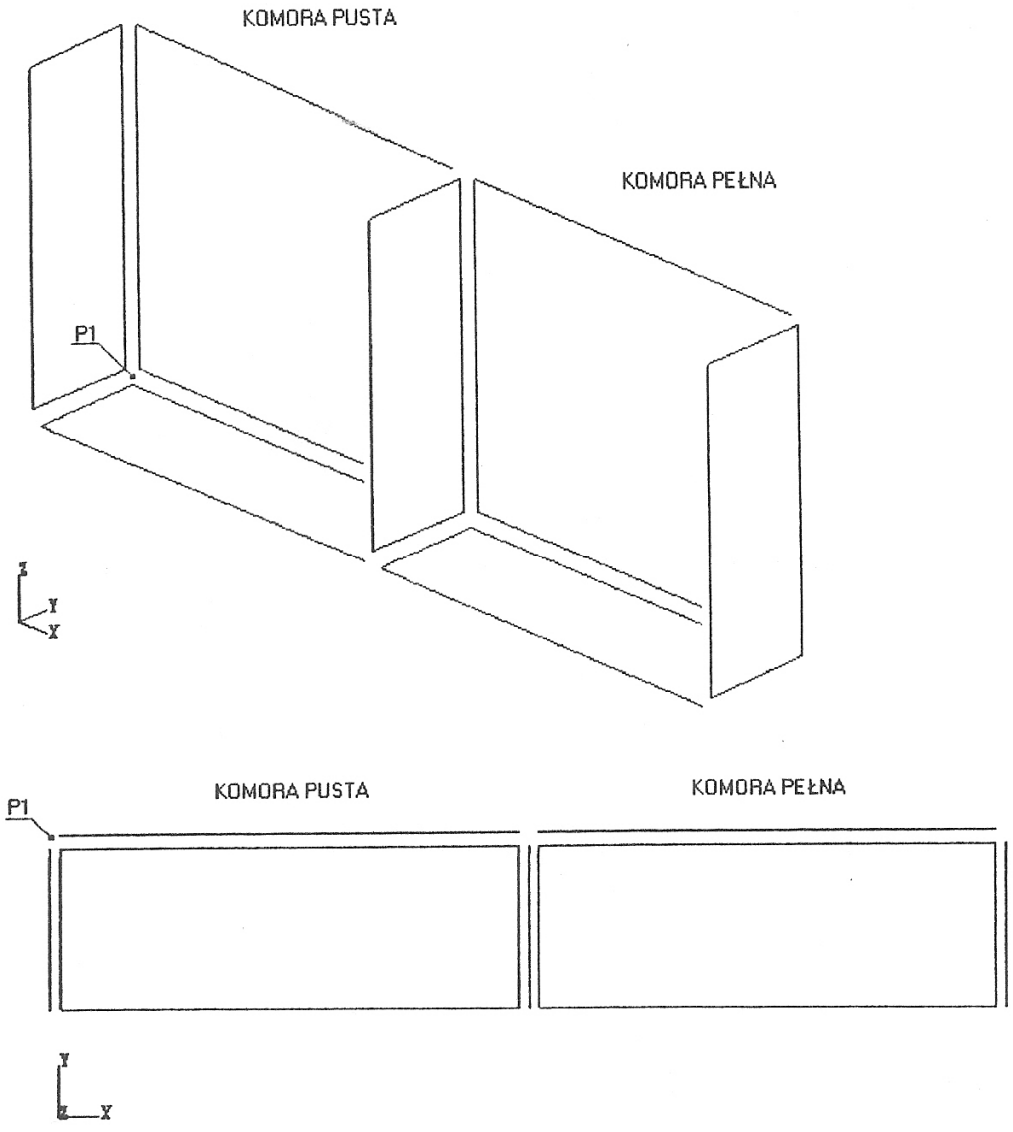
Ciągłe zwiększanie podziału na elementy skończone dla otrzymania większej poprawności wyników nie jest konieczne, ponieważ różnice pomiędzy wynikami dla poszczególnych dyskretyzacji minimalizują się. W związku z tym w procesie analizy konstrukcji przyjęto opcję podziału na $n = 680$ elementów, z uwagi na wyższą jakość wykresów badanych elementów. W wyniku takiego podziału otrzymano kwadratowe elementy skończone o wymiarach 0,25 x 0,25 m każdy.

3. ANALIZA PRACY ELEMENTÓW KONSTRUKCJI ZBIORNIKA

Funkcjonowanie elementów zbiornika zlokalizowanego na podłożu gruntowym analizowano, zakładając zmienność współczynnika sztywności podłoża K w zakresie 50-200 MN/m^3. Są to wartości odpowiadające następującym rodzajom gruntu [7]:

- grunty zwarte (piasek szczelnie ubity, żwir, pospółka, tłuczeń, glina mało wilgotna): K = 50-100 MN/m^3;
- grunty bardzo zwarte (piaszczysto-gliniasty, sztucznie uszczelniony, glina zwarta): K = 100-200 MN/m^3

W procesie badań nad pracą elementów zbiornika zaobserwowano zjawisko „odrywania się" (wyniesienia ponad poziom podłoża) płyty dna od podłoża gruntowego w komorze pustej, mierzone przemieszczeniami pionowymi w kierunku do góry. Oszacowano wielkość przemieszczeń płyty zbiornika w zależności od zmian wartości współczynnika sztywności podłoża gruntowego oraz poziomu zwierciadła wody gruntowej. Poziomy zwierciadła wody względem terenu założono następująco: z = -1 m; -2 m; -3 m. Zjawisko maksymalnego odrywania się („wyniesienia") płyty dennej od gruntu w każdym analizowanym przypadku wystąpiło w jednym punkcie tej płyty (oznaczonym symbolem *P1* na rysunku 3).



Rys. 3. Widok połówki zbiornika oraz widok z góry na płytę denną tej sekcji [1]; *P1* – punkt charakterystyczny

Wartości maksymalnego „odrywania się" płyty dennej od podłoża gruntowego u_z zestawiono w tabeli 1 [1]. Natomiast na rysunku 4 przedstawiono zależność zjawiska maksymalnego odrywania się płyty u_z w punkcie *P1* od współczynnika sztywności podłoża *K*, dla poszczególnych poziomów zwierciadła wody w gruncie. Wielkość odrywania się płyty dennej od gruntu w punkcie *P1* jest tym większa, im wyższy jest poziom zwierciadła wody gruntowej (która jest czynnikiem wypierającym płytę) oraz mniejszy współczynnik sztywności podłoża. Największe zmiany przemieszczeń w zależności od współczynnika *K* dla wszystkich analizowanych poziomów zwierciadła wody gruntowej zachodzą w przedziale od $K = 50$ MN/m^3 do 100 MN/m^3.

Ponadto pionowe przemieszczenia w płycie dennej przedstawiono w postaci izolinii:

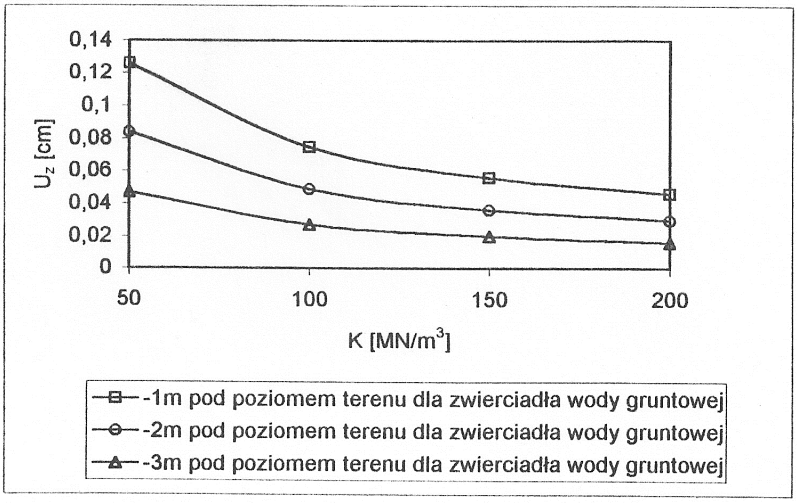
- na rysunku 5: w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 3 m pod poziomem terenu, dla współczynnika podłoża $K = 50$ MN/m^3 (rys. 5 a) oraz dla $K = 200$ MN/m^3 (rys. 5 b);
- na rysunku 6: w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 2 m pod poziomem terenu, dla współczynnika podłoża $K = 50$ MN/m^3 (rys. 6 a) oraz dla $K = 200$ MN/m^3 (rys. 6 b);
- na rysunku 7: w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 1 m pod poziomem terenu, dla współczynnika podłoża $K = 50$ MN/m^3 (rys. 7 a) oraz dla $K = 200$ MN/m^3 (rys. 7 b).

Izolinie przemieszczeń pionowych w płycie dennej wskazują, że charakter zależności wielkości powierzchni odrywania się od gruntu dna zbiornika w pustej komorze od współczynnika *K* i od poziomu zwierciadła wody gruntowej jest taki jak w przypadku przemieszczeń punktu *P1*.

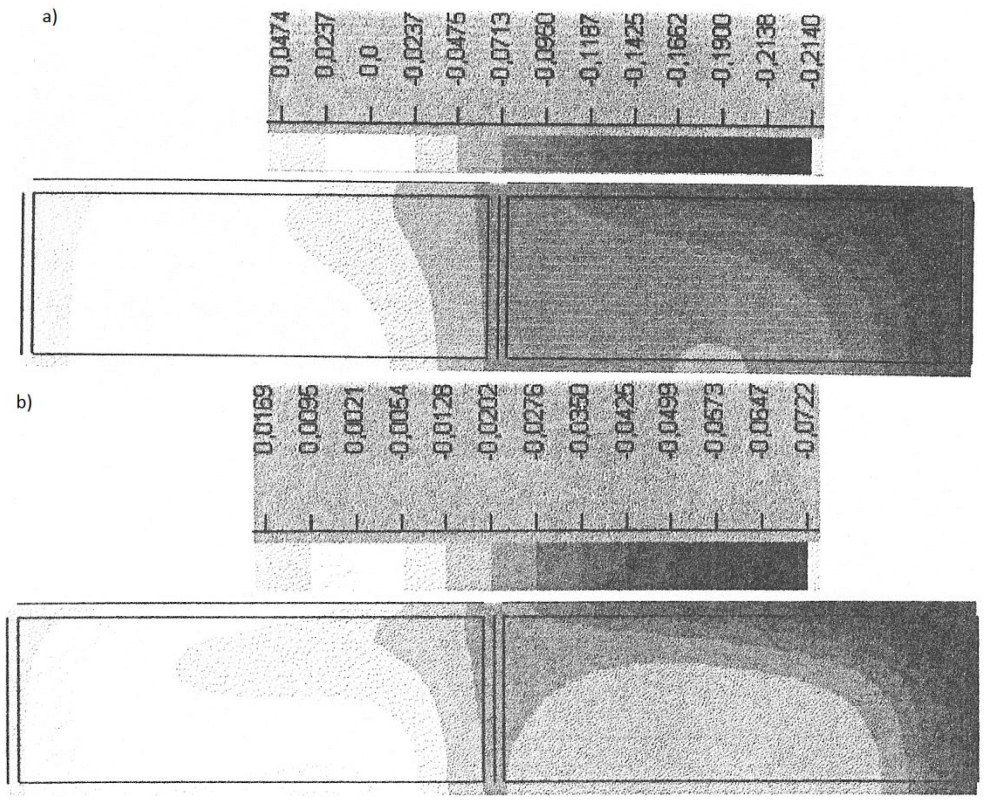
Merytoryczna wartość otrzymanych wyników jest potwierdzeniem celowości podjęcia analizy przemieszczeń i sił wewnętrznych w konstrukcji, przy zastosowaniu przedmiotowego systemu techniki numerycznej.

Tabl. 1. Wartości zjawiska maksymalnego odrywania się płyty dennej u_z od podłoża gruntowego w punkcie *P1*

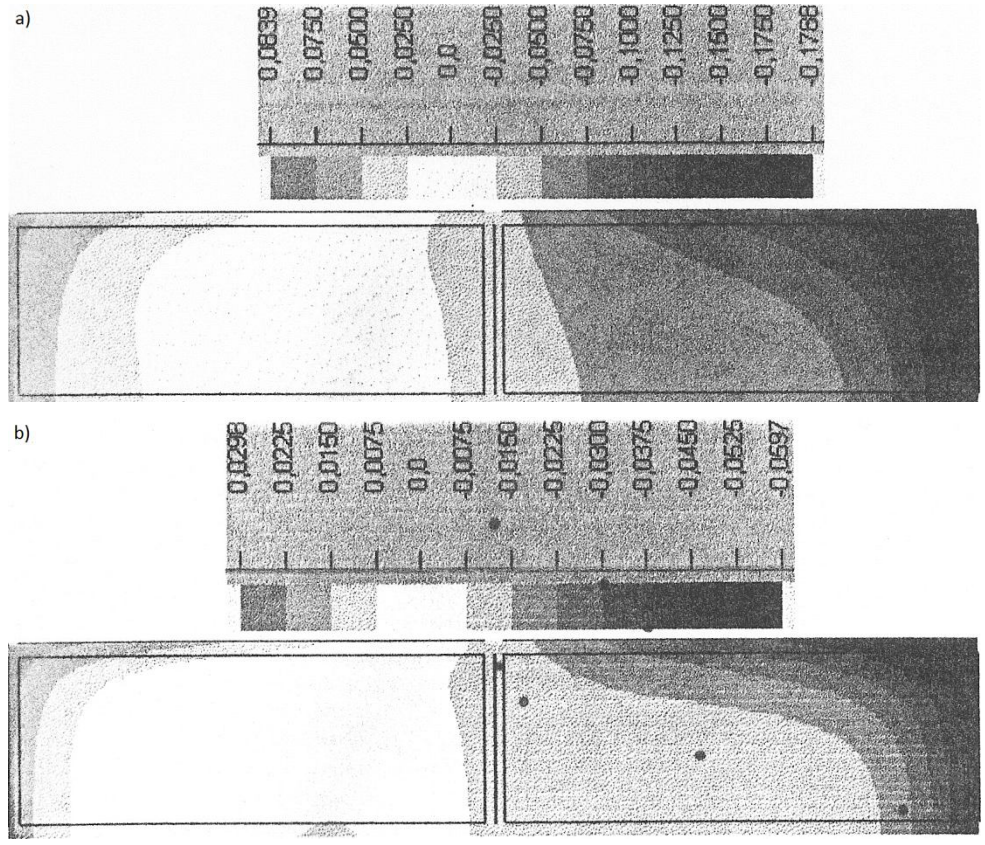
Poziom zwierciadła wody gruntowej [m]	K [MN/m^3]			
	50	100	150	200
-1	0,1261	0,0748	0,0560	0,0460
-2	0,0839	0,0489	0,0364	0,0298
-3	0,0470	0,0273	0,0204	0,0167



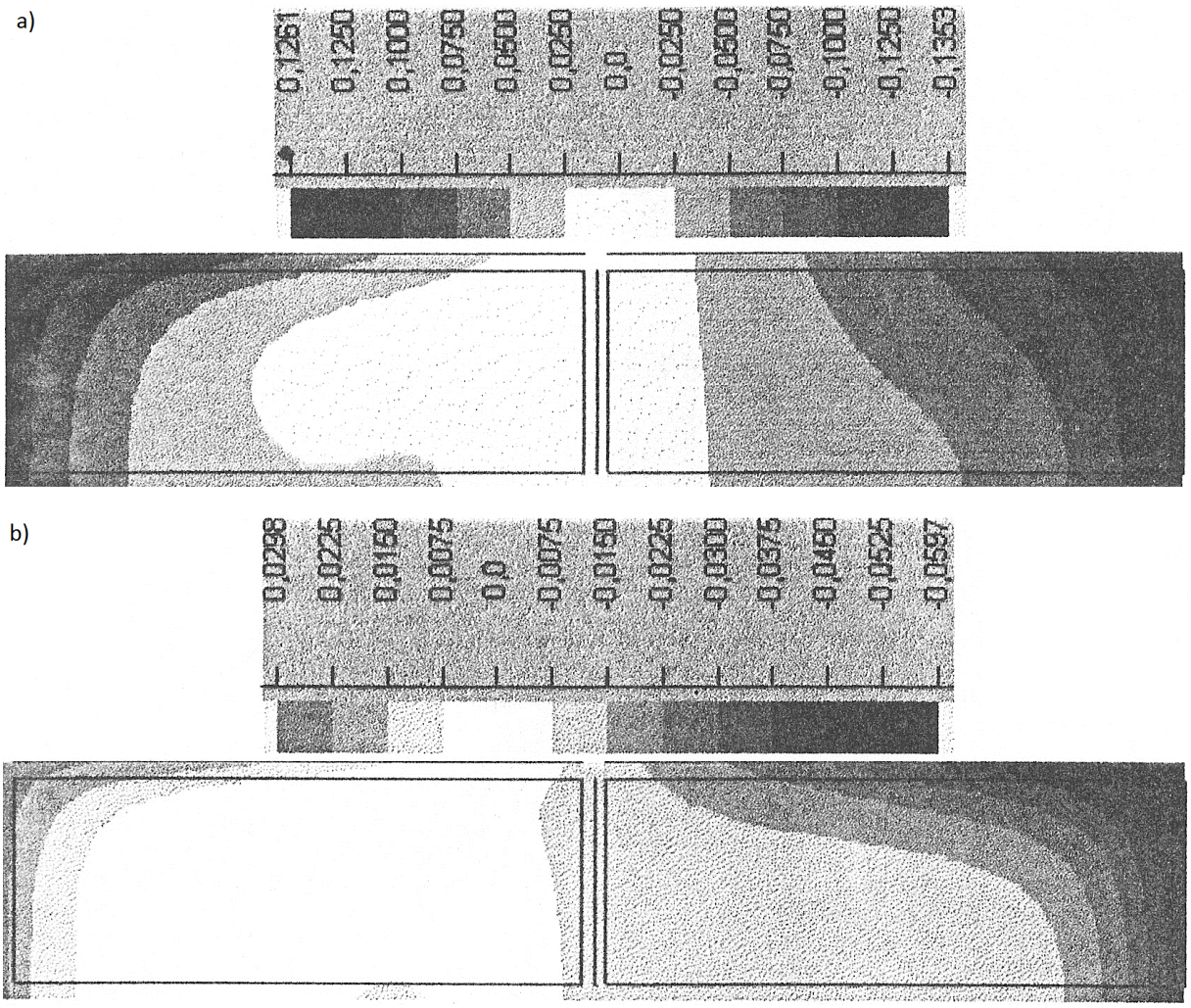
Rys. 4. Zależność zjawiska maksymalnego odrywania się płyty u_z w punkcie *P1* od współczynnika sztywności podłoża *K*, dla poszczególnych poziomów zwierciadła wody w gruncie [1]



Rys. 5. Izolinie pionowych przemieszczeń w płycie dennej w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 3 m pod poziomem terenu [1]; a - współczynnik podłoża $K = 50$ MN/m^3, b - $K = 200$ MN/m^3



Rys. 6. Izolinie pionowych przemieszczeń w płycie dennej w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 2 m pod poziomem terenu [1]; a - współczynnik podłoża $K = 50$ MN/m^3, b - $K = 200$ MN/m^3



Rys. 7. Izolinie pionowych przemieszczeń w płycie dennej w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej znajduje się 1 m pod poziomem terenu [1]; a - współczynnik podłoża $K = 50$ MN/m^3, b - $K = 200$ MN/m^3

4. WNIOSEK KOŃCOWY

Potwierdzono przydatność numerycznego systemu ROBOT Millennium do przeprowadzenia obliczeń wartości przemieszczeń pionowych płyty dennej zbiornika pogrążonego w ośrodku gruntowym, charakteryzowanym współczynnikiem sprężystości w zakresie $K = 50$-200 MN/m^3. Największe zmiany przemieszczeń płyty dennej, niezależnie od poziomu zwierciadła wody gruntowej zachodzą w przypadku współczynnika sztywności podłoża, kształtującego się w przedziale $K = 50$-100 MN/m^3.

W symetrycznym zbiorniku dwukomorowym, gdy jedna z komór jest całkowicie wypełniona wodą, a druga pusta, może wystąpić zjawisko wyniesienia w pionie płyty dna pod pustą komorą, czyli tzw. odrywania się płyty od podłoża gruntowego. Na podstawie wykreślonej ”mapy” przemieszczeń pionowych płyty dna zbiornika stwierdzono, że rozmiar przedmiotowego zjawiska zmniejsza się ze wzrostem sztywności podłoża, natomiast powiększa wobec wzrastającej siły wyporu wody.

Piśmiennictwo

[1] Balawejder A., Konspekt do wykładów z przedmiotu „Metody komputerowe w mechanice konstrukcji". Maszynopis, Wrocław 2000.
[2] Konderla P., Kasprzak T., Metody komputerowe w teorii sprężystości, cz. I, Metoda elementów skończonych, DWE, Wrocław 1997.
[3] Kuczyński J., Budowle sanitarne. PWN, Wrocław-Warszawa 1975.
[4] Pacuła B., Oprogramowanie MES, Magazyn 3D, Nr 6, 2000 (22).
[5] ROBOBAT – Producent i Dystrybutor systemu ROBOT Millennium 15.0., Kraków
[6] Rusiński E., Czmochowski J., Smolnicki T., Zaawansowana metoda elementów skończonych w konstrukcjach nośnych, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000.
[7] Wiłun Z., Zarys geotechniki, WKiŁ Warszawa 2009.
[8] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., The Finite Element Method. Fifth Edition, Vol. 1, 2, 3, Butterworth Heinemann, Oxford 2000.

DISPLACEMENT ANALYSIS BOTTOM PLATE OF DUAL-CHAMBER RESERVOIR SUNKEN IN THE GROUND MEDIUM

Summary

There were discussed the problem influence the value of ground stiffness coefficient of variation values of internal forces and vertical displacements in the elements of the tank filled with water, immersed in the ground medium. There were pointed out the places where the size of the test reach extreme values. Model tank design was developed in the numerical system. There were analyzed the relationship of density distribution of the test grid structural system of finite elements with an accuracy of calculation results..

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Zygmunt MEYER[1]
Grzegorz SZMECHEL[2]
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

METODA INTERPRETACJI TESTÓW STATYCZNYCH OBCIĄŻEŃ PALI PREFABRYKOWANYCH

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono metodę interpretacji krzywych obciążenie-osiadanie uzyskanych ze statycznych obciążeń próbnych pali w zakresie ograniczonych obciążeń. Podstawowym problemem w wymiarowaniu pali, jest określenie nośności granicznej na podstawie danych z testów statycznych, które obejmują jedynie początek krzywej Q-S. Założenia podstawowe opierają się na nieliniowym rozwiązaniu *S(N)*. Badania przeprowadzone nad parametrami tego równania pozwoliło wykazać, że dla celów praktycznych można przyjąć liniową zależność $\kappa = \kappa(N_{gr})$. Metoda pozwala określić nośność graniczną pala z dostateczną dokładnością dla celów inżynierskich.

1. WSTĘP

Widoczny w ostatnim czasie dynamiczny rozwój budownictwa kubaturowego, jest bezpośrednią przyczyną bardzo szerokiego stosowania metod głębokiego posadowienia: pale, kolumny fundamentowe, kolumny przemieszczeniowe, czy wgłębne ulepszania podłoża. Obecnie techniki te stały się jednymi z najbardziej popularnych form posadowienia obiektów przenoszących na podłoże znaczne obciążenia, szczególnie w trudnych warunkach gruntowych. Od zawsze w geotechnice należne wysokie miejsce miały pale fundamentowe. W dzisiejszym modelu nowoczesnego budownictwa aspektem ważnym dla kierownictwa budowy jest już nie tylko wykonanie harmonogramu, ale też maksymalne wykorzystanie dostępnych środków i czasu jakim dysponuje. W tym kontekście pojawia się zagadnienie optymalizacji nośności pali, możemy powiedzieć iż problemem jest uproszenie metod określania nośności granicznej pala. Jednym z możliwych podejść jest projektowanie pali w oparciu o wyniki testów statycznych, czyli z zachowaniem warunków najbardziej zbliżonych do rzeczywistego zachowania pala w gruncie. Badania te mają na celu określenie nośności pala, wielkości osiadań, potwierdzenia prawidłowości zaprojektowanego rozwiązania. Często jesteśmy także zainteresowani określeniem granicznej nośności pala N_{gr}, ponieważ to właśnie nośność graniczna określa zapas bezpieczeństwa. W praktyce stan nośności granicznej podczas badań statycznych jest rzadko osiągany, z uwagi na bardzo duże siły, jakie należałoby w tym celu przyłożyć na pal. Jako efekt obciążeń statycznych pala otrzymujemy krzywą obciążenie-osiadanie, czyli krzywą *Q-S*.

[1] meyer@zut.edu.pl
[2] g.szmechel@gmail.com

W celu określenia całego przebiegu krzywej *Q-S*, a co za tym idzie nośności granicznej pala, w literaturze można znaleźć wzory pozwalające w sposób przybliżony określić jej przebieg. Ocena analityczna krzywej *Q-S* jest zagadnieniem złożonym z uwagi na wiele czynników warunkujących pracę pala, w tym m.in. układ warstw geotechnicznych, występowanie naprzemienne gruntów spoistych i niespoistych, technologię wykonywania pali, sztywność fundamentu i układ grupy palowej to tylko niektóre z ważnych czynników mających wpływ na przebieg krzywej osiadania. W literaturze można znaleźć wiele metod analitycznego określenia krzywej obciążenie-osiadanie. [1,2,3,4,5]

Dotychczas dla pala pojedynczego najczęściej stosowano metody w dużej mierze bazujące na teorii sprężystości, w tym teorii Mindlina [6], oraz metody bazujące na wykorzystaniu funkcji transformacyjnych [3,4,5] a coraz częściej do takiej analizy wykorzystuje się badania ”in situ”, sondowania CPT, CPTU, itp. W dobie rozwiniętej technologii komputerowej należy także wspomnieć o rozwiązaniach opartych o metodę elementów skończonych i brzegowych MES i MEB [2]. Z punktu widzenia niniejszej pracy interesujące są rozwiązania bazujące na wzorach empirycznych i pół empirycznych opartych na pomiarach z badań terenowych. Celem pracy jest opracowanie metody, która szybko i z dostateczną dla celów inżynierskich dokładnością pozwoli na prognozowanie przebiegu krzywej. Metodą taką jest aproksymacja przedstawiona przez Meyera i Kowalowa w [6].

2. KRZYWA APROKSYMACYJNA

Wg literatury krzywa aproksymacyjna testów statycznych zaproponowana przez Meyera i Kowalowa powinna spełniać następujące warunki brzegowe [6,7,8]:

- Dla N→0 krzywa S(N) dąży do linii prostej (asymptota ukośna)
- Dla N→N_{gr} osiadanie S powinno dążyć do nieskończoności, mamy tu asymptotę pionową $\lim_{N \to N_{gr}} s(N) = \infty$

Dla tak przyjętych warunków funkcję aproksymującą przyjęto jako [6]:

$$S = A \cdot \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{\kappa}} - 1 \right] \tag{1}$$

gdzie: A- stała [m],
κ- bezwymiarowy wykładnik potęgi,
N- siła przyłożona w głowicy [kN],
N_{gr}- graniczne obciążenie pala [kN].

W praktycznych obliczeniach wygodniej natomiast jest operować pochodną funkcji *S(N)* dla *N→0* t.j.

$$\frac{ds}{dN}\Big|_{N=0} = A \cdot \left[\kappa \frac{1}{N_{gr}} \right] = C \tag{2}$$

Stąd stała A jest równa:

$$A = C \cdot \left[\frac{N_{gr}}{\kappa} \right] \tag{3}$$

Podstawiając zależność (3) do wzoru (1) otrzymujemy:

$$S = C \cdot \frac{N_{gr}}{\kappa} \cdot \left[\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{-\kappa} - 1 \right] \tag{4}$$

Jest to podstawowa krzywa aproksymująca wyniki testów statycznych. Wprowadzenie stałej C wynika z przyszłych zamiarów wykorzystania jej w opisie zjawiska liniowej teorii Bousinessqa. W oparciu o powyższe założenia opracowano metodę parametryzacji funkcji *S(N)*, [8].

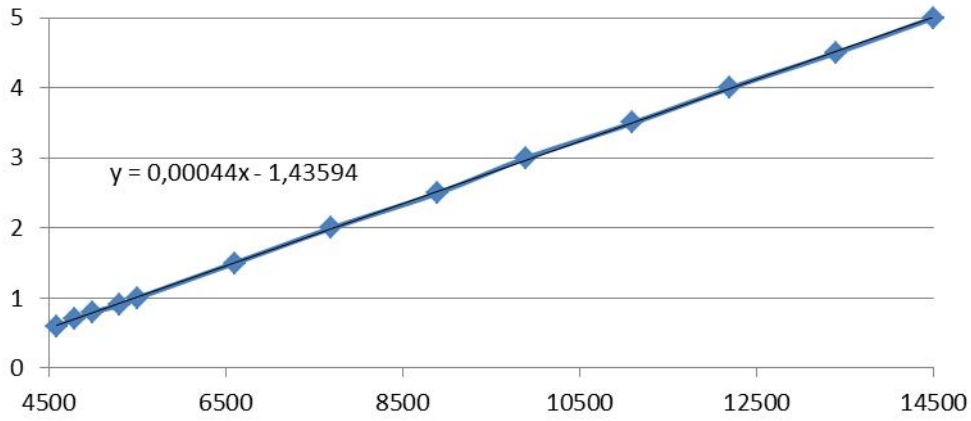
Z badań terenowych mamy krzywą Q-S, to znaczy ciąg wartości Q_i S_i. Chcielibyśmy przy pomocy tego zbioru wartości aprksymować parametry stałe. Startową wartość stałej C wyliczamy z początkowej liniowej części krzywej Q-S, stosując regresję liniową.

$$C = \frac{\Sigma(S_i \cdot N_i)}{\Sigma(N_i)^2} = C(\kappa; N_{gr}) \tag{5}$$

Dotychczasowe badania wskazują iż zależność współczynnika κ i nośności granicznej ma charakter liniowy. Możemy ją opisać wzorem:

$$\kappa = N_{gr} \cdot A + B \tag{6}$$

Charakter tej zależności pokazano na rysunku 1.



Rys 1. Liniowy charakter zależności κ i N_{gr}

Dla przyspieszenia rozwiązania przyjmijmy, iż prostą opieramy dwa rozwiązania szczególne równania (4). Najpierw przyjmijmy że $\kappa \rightarrow 0$. Otrzymamy wówczas rozwiązanie graniczne $\lim_{\kappa \to 0} f(\kappa) = S$

Dla wygody możemy napisać że:

$$f(\kappa) = \frac{\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right)^{-\kappa} - 1}{\kappa} = -ln\left(1 - \frac{N}{N_{gr}}\right) \tag{7}$$

Oznacza to, że dla małych wartości κ oraz odpowiednio dobranego stosunku siły do nośności granicznej, można wykorzystać tą funkcję jako przybliżoną metodę wyznaczenia krzywej Q-S. Przy czym należy zauważyć iż do równania podstawiamy wartość N_{gr} dla κ=0

$$S_i = C \cdot N_{gr(0)} \cdot (-1) ln\left(1 - \frac{N_i}{N_{gr(0)}}\right) \tag{8}$$

Kolejnym rozwiązaniem szczególnym jest rozwiązanie w, którym κ=1 co prowadzi nas bezpośrednio do rozwiązania metodą regresji liniowej równania:

$$S_i = \frac{C \cdot N_{gr}(1) N_i}{N_{gr}(1) - N_i} \tag{9}$$

Współczynnik κ da się wówczas łatwo obliczyć z zależności:

$$\kappa = \frac{N_{gr} - N_{gr}(0)}{N_{gr}(1) - N_{gr}(0)} \tag{10}$$

Wartości $N_{gr(0)}$ i $N_{gr(1)}$ szukamy przy pomocy metody sumy odchyłek kwadratów. Stosując zasadę:

$$\delta_j^2 = \Sigma (S_i - S_{iobl})^2 \tag{11}$$

Następnie wszystkie wartości aproksymowane z równań: (13), (16) podstawiamy do równania pierwotnego (4) i szukamy wartości N_{gr} ponownie stosując metodę sum odchyłek kwadratów (14).

3. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

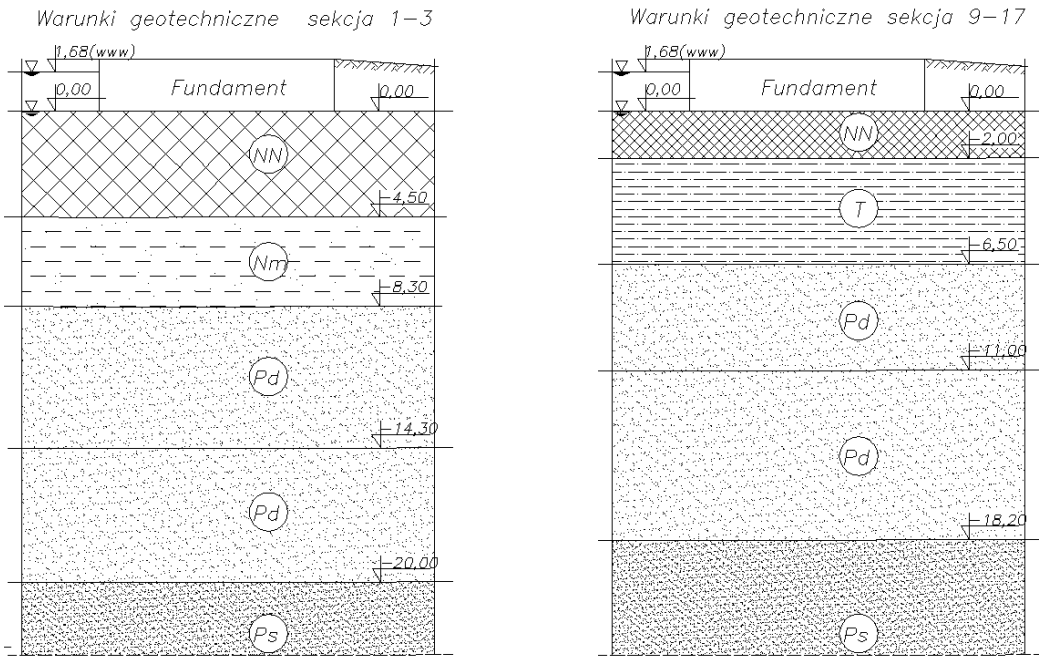
Zachowanie krzywej Q-S teoretycznej, o przebiegu wynikającym z obliczeń porównano z wynikami statycznych obciążeń 5 pali wykonanych na terenie Szczecina przez autorów pracy. Były to pale żelbetowe prefabrykowane o przekroju 0,4 x 0,4 m. Zostały zabite, jako pale kozłowe o nachyleniu 1: 4, długość wszystkich pali wynosiła od 22 dla sekcji 9-17 do 26 m dla sekcji 1-3 [9].

Warunki gruntowe określono na podstawie profili wykonanych w bezpośrednim sąsiedztwie analizowanego terenu.

Na podstawie przeprowadzonych badań polowych można było stwierdzić, że w podłożu rozpatrywanego obiektu występują holoceńskie i plejstoceńskie utwory czwartorzędowe.

Grunty rodzime przykryte są warstwą nasypów niekontrolowanych powstałych w wyniku uzdatniania terenu. Są to przeważnie nasypy piaszczyste z domieszką cegły, betonu, żwiru i kamieni o miąższości do około 2,0 m. Poniżej nasypów nawiercono utwory akumulacji bagiennej i zastoiskowej – torfy i namuły, których miąższość dochodzi do około 4.5 m. Poniżej utworów organicznych zalega stosunkowo duża seria osadów rzeczno-fluwialnych: wykształcona głównie, jako piaski drobne w stanie luźnym oraz średniozagęszczonym.

Najstarszymi osadami stwierdzonymi w podłożu są utwory wodnolodowcowe, których strop nawiercono na głębokości około 11.0 m. Są to piaski drobne, lokalnie piaski grube w stanie średnio zagęszczonym i zgęszczonym. W warstwie tej posadowiono podstawy projektowanych pali prefabrykowanych. Schematycznie warunki geotechniczne dla sekcji pokazano na rysunku, [9].



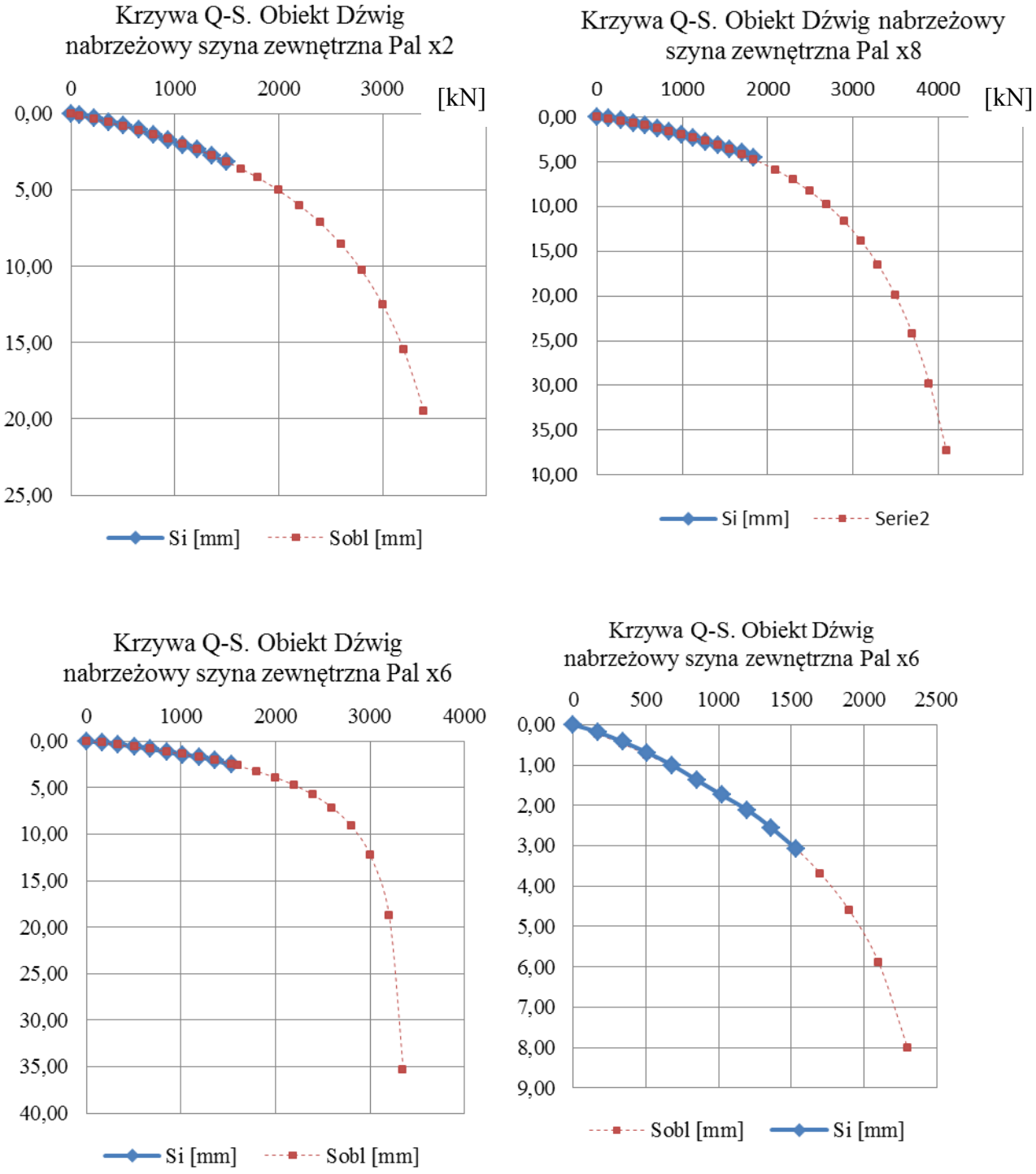
Rys 2. Warunki geotechniczne w rejonie prowadzenia badań.

Wyniki analizy pracy pali przedstawiono w tablicy drugiej, wykresy 1-4 ilustrują przebieg krzywych doświadczalnych zestawiony z przebiegiem krzywych teoretycznych.

Tablica 1. Wyniki analizy

Nr pala	x2	x8	x6	x06	x23
Sekcja	1-3	1-3	9-17	9-17	9-17
S_{max} [mm]	3,61	4,51	2,48	3,07	3,58
C [mm/kN]	0,001429	0,001514	0,001078	0,001295	0,00120
κ[−]	0,835	1,649	0,410	0,016	0,00
R- współczynnik korelacji	0,999	0,998	0,998	0,998	0,997
N_{gr} [kN]	4320	5700	3420	2530	2250
k*Nc [kN] wg PN-83/B 02482 [10]	1315	1474	1225	1225	1225
$k \cdot N_c / N_{gr}$	0,304	0,256	0,358	0,484	0,544

Z analizy wynika, iż przy zastosowaniu proponowanej metody liniowej zależności $\kappa(N_{gr})$ istnieje możliwość analitycznego określenia krzywej obciążenie-osiadanie oraz określenie nośności granicznej pala. Można również obliczyć zapas bezpieczeństwa w stosunku do obliczeń normowych. Pozwala to oszacować normową wartość $k \cdot N_c$ [11]. Analiza ta wymaga dalszych badań na większym zbiorze danych wejściowych jednakże dotychczasowe wyniki badań potwierdzają te założenia.



Rys 3. Wykresy zależności, Q-S dla przykładowych pali.

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

1. Uzyskane podczas symulacji wyniki wskazują iż przedstawiona metoda analitycznej aproksymacji krzywej obciążenie-osiadanie w gruntach sypkich pozwala z dużą dokładnością aproksymować krzywą *Q-S* z wykorzystaniem liniowego charakteru parametru κ

2. Uzyskane wartości nośności granicznej odpowiadają wartościom oczekiwanym i mieszczą się w przedziale od 2650 kN do 5400 kN.
3. Parametr krzywej κ waha się od 0, do 1,7. Parametr *C,* jako styczna z przedziału od 0 do 0,3 $N_{gr,}$ będzie wykorzystany w dalszej części badań w celu określenia parametrów gruntowych.
4. Praktyka próbnych obciążeń statycznych wskazuje iż dla bardzo małych obciążeń przykładanych w głowicy, a co za tym idzie minimalnych osiadań, występuje błąd, który wynika ze sposobu obciążania oraz błędu pomiaru, niedokładności przyrządów, luzów technologicznych, ruchu ciężkiego sprzętu w okolicy badanego pala, itd. Z tego też powodu zrezygnowano z określenia stałej *C* dla N=0, a do obliczeń wzięto dłuższy odcinek krzywej, tj. N od 0 do 0,3 N_{gr}. Błąd pomiaru będzie można zmniejszyć poprzez zastosowanie metod relaksacyjnych. Obliczenia potwierdziły to założenie.
5. Uzyskanie analitycznego związku obciążenie-osiadanie oraz wartości N_{gr} pozwala na weryfikację i ewentualne korekty posadowienia, w celu aby wykorzystać właściwości gruntu i dopuszczalne osiadanie budowli.
6. Problemem, który wymaga dalszej analizy jest ocena możliwości określenia parametrów gruntowych (zwłaszcza modułów ściśliwości) z wykorzystaniem stałej *C*, która odpowiada poszczególnym krzywym obciążenia dla bardzo małych obciążeń. Zakłada się że, w pierwszej fazie pracy dla bardzo małych obciążeń można przyjąć liniową teorię Boussinesqa. Zależność tę można wykorzystać budując stosowne zależności, które pozwolą rozwiązać zadanie odwrotne, jakim jest określenie modułów ściśliwości. Zagadnienie to będzie przedmiotem dalszych badań.
7. Innym problemem jest zbadanie czy istnieje zależność modułu ściśliwości gruntu od obciążenia granicznego. Problem ten również będzie przedmiotem dalszych badań.
8. W dalszych badaniach planuje się rozwinięcie równania tak, aby możliwe było określenie nie tylko przebiegu krzywej, nośności granicznej, ale i przybliżonych wartości parametrów gruntowych w otoczeniu pala.
9. W dalszej części badań planuje się wykorzystanie Katedralnej sondy wciskanej Geotech - CPTU do zweryfikowania założeń metody obliczeniowej, oraz poszukiwań zależności parametrów modelu w korelacji do właściwości gruntu. Umożliwi to budowę modelu dla bardziej uogólnionych przypadków.

Piśmiennictwo:

[1] Bengt. H. Fellenius: What capacity value to choose from the results of static load test. Deep Foundation Institute, Fulcrum Winter 2001, pp. 19 – 22 and Fall 2001, pp. 23 - 26
[2] Bzówka J. Współpraca kolumn wykonywanych techniką iniekcji strumieniowej z podłożem gruntowym. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice, 2009
[3] Cichy L., Rybak J., Tkaczyński G.: Badanie nośności pali prefabrykowanych. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2009
[4] Gwizdała K., Fundamenty palowe. Tom 1, PWN 2010
[5] Meyer Z: Analiza naprężeń na pobocznicy oraz pod podstawą pojedynczego pala w oparciu o liniową teorię Boussinesqa. XVIII Seminarium Naukowe z cyklu Regionalne problemy inżynierii środowiska. 25.06.2010r
[6] Meyer Z., Kowalów M.: Model krzywej aproksymującej wyniki testów statycznych pali. Inżynieria Morska i Geotechnika Nr 3/2010
[7] Meyer Z., Szmechel G.: Analiza możliwości analitycznej aproksymacji krzywej obciążenie-osiadanie dla testów statycznych pali żelbetowych w gruntach sypkich. Inżynieria Morska i Geotechnika Nr 4/2010

[8] Bronsztejn I, Siemiendiajew K: Matematyka Poradnik Encyklopedyczny. PWN Warszawa 2010 Wydanie XX.
[9] Gwizdała K., Słabek A., Szmechel G.: Ocena nośności pali prefabrykowanych 40 x 40 wykonanych pod posadowienie samodzielnego fundamentu szyny poddźwigowej.
[10] Norma Palowa PN-B-02482:1983

INTERPRETATION METHOD OF STATIC PILE TESTS

Summary

The aim of the paper is to show a method of interpretation of load settlement curves obtained from static pile load test for limited loads. The main problem in calculation of a pile is to determine the bearing capacity using data from static tests. Usually settlement curve covers only the beginning of the real capacity of the pile. Basic assumptions are based on the non-linear solution *S(N)*. The studies conducted on the parameters of this equation have permitted to show that for practical purposes linear relationship $\kappa = \kappa (N_{gr})$ can be adopted The method allows determination of pile limit load capacity with sufficient accuracy for engineering purposes.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Rafał OSSOWSKI[1]
Zbigniew SIKORA[2]
Politechnika Gdańska

PERSPEKTYWY ZASTOSOWANIA MATERIAŁÓW ANTROPOGENICZNYCH W KONTEKŚCIE ZIELONEJ GEOTECHNIKI

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono analizę możliwości zastosowań materiałów antropogenicznych w szeroko pojętej działalności inżynierii geotechnicznej w Polsce i korzyści z obniżenia emisyjności CO_2, dzięki stosowaniu tych materiałów. Zgodnie z ustaleniami protokołu z Kioto 2005 oraz postanowieniami tzw. „Energy Roadmap 2050" materiały tego rodzaju będą miały w niedługiej perspektywie priorytet aplikacyjny względem kruszyw naturalnych [1]. Przedstawiono przykłady obliczania emisji CO_2 dla konstrukcji geotechnicznych oraz sugestie odpowiednich działań zmierzających do wdrożenia proponowanych rozwiązań. Na koniec zaprezentowano przykłady wdrożeniowe technologii z zastosowaniem materiałów antropogenicznych oraz krótki opis eksperymentu prowadzonego w skali naturalnej.

SŁOWA KLUCZOWE: Kruszywa antropogeniczne, zielona geotechnika, emisje CO_2, system ETS

1. WSTĘP

Od wielu lat obserwuje się w Europie, w tym także w Polsce, wzrost wykorzystania materiałów antropogenicznych, jak np. uboczne produkty spalania (UPS), jako cennego surowca na potrzeby drogownictwa czy w produkcji materiałów budowlanych. Z drugiej strony fakty świadczą o tym, że w naszym kraju ciągle istnieje szereg barier – zarówno mentalnych, społecznych, czy administracyjnych – utrudniających zagospodarowywanie tych produktów. Warto spojrzeć na korzyści płynące z ich zastosowania w szerszym kontekście – tzw. „Zielonej Geotechniki", której celem jest promowanie działalności inżynierskiej przyjaznej środowisku. Aspekt proekologiczny jest tu rozumiany wielowarstwowo: jako zmniejszenie ilości odpadów stałych (powtórne wykorzystanie kruszyw antropogenicznych), redukcja emisji CO_2 (wykorzystanie materiałów niskoemisyjnych) i ograniczenie zużycia energii (stosowanie materiałów dostępnych blisko miejsca budowy).

W dniu 17 grudnia 2008 r. zostało podpisane porozumienie w sprawie przyjęcia

[1] rafal.ossowski@pg.gda.pl
[2] zbigniew.sikora@pg.gda.pl

rozwiązań legislacyjnych zmierzających do kontrolowania i ograniczenia emisji gazów cieplarnianych na terenie Unii Europejskiej, określanych jako **pakiet energetyczno-klimatyczny**. Głównym celem regulacji zawartych w pakiecie jest osiągnięcie do 2020 roku 20% redukcji emisji gazów cieplarnianych, w stosunku do poziomu emisji z 1990 roku w UE. Dwoma kluczowymi elementami przyjętego pakietu, określającymi ramy prawne zarządzania emisjami gazów cieplarnianych i w praktyce ustanawiającymi tzw. limity emisji dla poszczególnych państw członkowskich UE są:

1) dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/29/WE z dnia 23 kwietnia 2009r. *zmieniająca dyrektywę 2003/87/WE w celu usprawnienia i rozszerzenia wspólnotowego systemu handlu uprawnieniami do emisji gazów cieplarnianych* (tzw. **dyrektywa EU ETS** – Emission Trading System) – celem jest doprowadzenie do ograniczenia emisji gazów cieplarnianych w sektorach objętych systemem EU ETS (tj. **energetyce i większości działów przemysłu**) w 2020 roku o 21%, w stosunku do poziomu emisji z 2005 roku;
2) decyzja Parlamentu Europejskiego i Rady nr 2009/406/WE z dnia 23 kwietnia 2009r. *w sprawie wysiłków podjętych przez państwa członkowskie, zmierzających do zmniejszenia emisji gazów cieplarnianych w celu realizacji do roku 2020 zobowiązań Wspólnoty dotyczących redukcji emisji gazów cieplarnianych* (tzw. **decyzja non-ETS**) – zakłada ona 10% redukcję emisji gazów cieplarnianych w okresie 2005-2020 w sektorach nie objętych systemem EU ETS, takich jak: **transport i budownictwo**, rolnictwo, instytucje, handel, usługi, **odpady**, emisja lotna z paliw, sektor komunalno-bytowy oraz również niektóre procesy przemysłowe i spalanie paliw.

Emisja CO_2 w kraju sięga ok. 210 milionów ton w obszarze ETS oraz 200 milionów ton w obszarze non-ETS rocznie. Jeśli chodzi o odpady mineralne, to w naszym kraju wytwarza się ich ponad 100 milionów ton rocznie. Najwięcej – bo ponad 40 milionów ton odpadów wytwarza górnictwo (głównie tzw. łupki przywęglowe). Elektrownie i elektrociepłownie produkują ponad 15 milionów ton popiołów i żużli rocznie. W przypadku tych ostatnich, tj. UPS, ich wykorzystanie sięga 70%, czyli ponad 11 milionów ton rocznie. Stosuje się je w produkcji cementu oraz spoiw hydraulicznych i iniekcyjnych, a także lekkich kruszyw, wykorzystuje się je do stabilizacji podbudów drogowych. Bilans wypada jednak niekorzystnie dla środowiska: na składowiskach zgromadzono dotychczas miliardy ton tych materiałów.

Po stronie konsumpcji Polska gospodarka wykorzystuje rocznie ponad 200 milionów ton kruszyw naturalnych, około 15 milionów ton cementu i prawie 10 milionów ton wapnia. Prosty rachunek wskazuje na to, że zwiększenie wykorzystania mineralnych surowców antropogenicznych pozwoli na uzyskanie podwójnych korzyści: po pierwsze zmniejszy się ilość odpadów deponowanych w środowisku (ideałem byłby bilans ujemny – redukujący wolumen hałd i składowisk), a po drugie zmniejszy się emisja CO_2. Co prawda w ramach obszaru non-ETS unijny cel redukcyjny został zróżnicowany i niektóre państwa członkowskie mogą nawet zwiększyć swoją emisję w okresie 2013-2020 (np. Polska ma możliwość zwiększenia emisji w sektorach non-ETS o 14%), jednak należy pamiętać, że prace legislacyjne w UE zmierzają do włączania kolejnych gałęzi gospodarki w obszar ETS, w związku z czym poszukiwanie niskoemisyjnych technologii zastępczych staje się istotnym priorytetem. Świadczy o tym chociażby przyjęcie przez Komisję Europejską w dniu 15 grudnia 2011 tzw. Energetycznej Mapy Drogowej 2050 (Energy Roadmap 2050 [1]).

2. POTENCJALNE KORZYŚCI W OBSZARZE GEOTECHNIKI

Stosowanie materiałów antropogenicznych może przynieść wymierne korzyści nie tylko w wymiarze środowiskowym ale i ekonomicznym. Potencjalne sektory budownictwa, w których mogą być (i są) stosowane ww. kruszywa to m.in.: inżynieria komunikacyjna (drogowa, kolejowa), budownictwo wodne i morskie [2] (wały przeciwpowodziowe,

refulacje), rekultywacja wyrobisk i innych terenów zdegradowanych, wzmacnianie gruntów organicznych do celów budownictwa.

Oprócz oczywistej korzyści, jaką daje stosowanie UPS, tj. zmniejszenie emisji CO_2, do głównych zalet tych materiałów można zaliczyć ich dobre uziarnienie (dobrą zagęszczalność), właściwości puculanowe i/lub hydrauliczne, wysoką wytrzymałość i mrozoodporność. Materiały te charakteryzują się niskim ciężarem objętościowym (po zagęszczeniu wynosi on ok. 1,1-1,3 kg/dm^3), co generuje oszczędność kosztów transportu nawet do 40%. Poza tym należy podkreślić ich szeroką dostępność na terenie kraju i względnie niski koszt pozyskania.

Kolejnym z masowo występujących odpadów, zwłaszcza w Polsce południowej, są łupki przywęglowe nieprzepalone – materiał występujący powszechnie na przykopalnianych zwałowiskach. Kruszywo to jest materiałem stosunkowo miękkim, a jego ziarna ulegają dość znacznej degradacji pod wpływem zagęszczania. Cecha ta bardzo korzystnie wpływa na zagęszczalność łupków i w efekcie zwiększa stateczność budowanych z nich nasypów. Niestety, w praktyce kruszenie ziaren jest postrzegane jako wada materiału, w efekcie łupki są bardzo niechętnie akceptowane są przez inwestora jako materiał do budowli ziemnych.

Zysk emisyjny ww. materiałów można stosunkowo łatwo policzyć. W przykładzie poniżej (tab. 1 i 2) zamieszczono porównanie tzw. wskaźników emisyjności dla dwóch wariantów budowy nasypu drogowego. **Wskaźnik emisyjności WE** jest tu zdefiniowany jako masa CO_2 emitowanego do atmosfery na jednostkę objętości wznoszonej konstrukcji, przy uwzględnieniu emisyjności materiałów (WE_{mat}) i procesów technologicznych (WE_{proc}) użytych w trakcie budowy.

Tablica 1: Obliczenie emisyjności konstrukcji nasypu drogowego z zastosowaniem technologii klasycznych

Warstwa technologiczna konstrukcji i jej skład materiałowy	% objętości konstrukcji	Emisyjność mater. WE_m	Emisyjność technol. WE_t	Emisyjność WE_m+WE_t
-	%	$kgCO_2/m^3$	$kgCO_2/m^3$	$kgCO_2/m^3$
Podłoże rodzime + kolumny DSM ok. 10% cementu (800$kgCO_2/m^3$)	5	10%*5%* 800=4,0	10%*5=0,5	4,50
Nasyp właściwy: 100% kruszywa naturalnego	80	0	80%*3=2,4	2,50
Podbudowa drogowa pomocnicza: 90% piasku + 5% cementu (800$kgCO_2/m^3$)	10	5%*10%* 800=4,0	10%*3=0,3	4,30
Podbudowa drogowa zasadnicza: 90% piasku + 10% cementu (800$kgCO_2/m^3$)	5	10%*5%* 800=4,0	5%*3=0,15	4,15
			RAZEM:	**15,45**

Tablica 2: Obliczenie emisyjności konstrukcji nasypu drogowego z zastosowaniem technologii niskoemisyjnych

Warstwa technologiczna konstrukcji i jej skład materiałowy	% objętości konstrukcji	Emisyjność mater. WE_m	Emisyjność technol. WE_t	Emisyjność WE_m+WE_t
-	%	$kgCO_2/m^3$	$kgCO_2/m^3$	$kgCO_2/m^3$
Podłoże rodzime + 10% spoiwa hydraulicznego na bazie UPS (100$kgCO_2/m^3$)	5	10%*5%* 100=0,5	5%*5=0,25	0,75
Nasyp właściwy: 60% popiołożużla + 40% refulatu rzecznego	80	0	80%*3=2,4	2,50
Podbudowa drogowa pomocnicza: 90% popiołożużla + 10% spoiwa hydr.	10	10%*10%* 100=1,0	10%*3=0,3	1,30
Podbudowa drogowa zasadnicza: 90% popiołozużla + 10% cementu (800$kgCO_2/m^3$)	5	10%*5%* 800=4,0	5%*3=0,15	4,15
			RAZEM:	**8,70**

W wariancie z zastosowaniem technologii klasycznych uzyskano wartość WE=15,45 $kgCO_2/m^3$, natomiast nasyp wykonany z zastosowaniem materiałów antropogenicznych pozwolił na redukcję tej wartości do 8,70 $kgCO_2/m^3$. Co więcej, w wariancie drugim 82% objętości materiałów stanowią materiały antropogeniczne.

3. ZADANIA ZIELONEJ GEOTECHNIKI

Wieloletnie badania prowadzone przez instytucje naukowe potwierdziły przydatność wielu odpadów przemysłowych w budownictwie i geotechnice. Mimo pozytywnych wyników badań laboratoryjnych oraz ich potwierdzenia w badaniach in-situ, zastosowanie materiałów antropogenicznych jest wciąż rzadko spotykane w praktyce geotechnicznej. Pomimo dowiedzionej naukowo i potwierdzonej nieszkodliwości kruszyw antropogenicznych, zwłaszcza pochodzących z UPS [3] wciąż istnieje duży opór przed ich stosowaniem, który po części wynika z niewiedzy inwestorów i projektantów, a po części z nacisków lobbystycznych, które starają się zachować istniejące „status quo". Potrzebne jest systemowe wdrożenie rozwiązań pozwalających na pełną identyfikację zasobów tych surowców, określenie przedziałów ich przydatności do celów budowlanych oraz dokonanie zmian legislacyjnych promujących technologie niskoemisyjne. Pozwoli to na znaczące obniżenie zużycia naturalnych surowców mineralnych i wzrost zagospodarowania odpadów przemysłowych - produkowanych na bieżąco i zdeponowanych w środowisku oraz oszczędności w zakresie emisji CO_2 w obszarze ETS (produkcja cementu i wapna) oraz non-ETS (transport i budownictwo).

Pierwsze – istotne zadanie dotyczy opracowania krajowych wytycznych odnośnie obniżania emisji CO_2 w geoinżynierii. Należy podkreślić szczególnie istotny aspekt opracowania ww. wytycznych w inżynierii drogowej, z uwagi na duże zapotrzebowanie na kruszywa w tej dziedzinie budownictwa. Na dzień dzisiejszy trwają aktywne prace w GDDKiA, mające na celu sformułowanie ogólnych specyfikacji technicznych; tu w ramach tematu "prac ziemnych" udział materiałów antropogenicznych stanowi jedną z możliwości zastosowań, ważną z punktu widzenia niskiego oddziaływania na środowisko.

Wytyczne projektowe są pierwszym krokiem jeśli chodzi o formalne regulacje, wymagają one jednak w dalszej perspektywie bardziej precyzyjnej formuły. Zdaniem autorów konieczne jest wskazanie kierunku zmian w regulacjach prawnych oraz inicjatywa w projektowaniu konkretnych aktów prawnych i normalizacyjnych. Pierwsze kroki zostały wykonane przez Polską Unię UPS, która zleciała wszechstronne badania materiałów UPS zgodnie z dyrektywą REACH. Postulat dyskusji nad normalizacją materiałów antropogenicznych w geotechnice został też postawiony w czasie Konferencji Krynickiej w roku 2011 [4].

Nowe technologie oraz nowe paradygmaty projektowe wymagają pracy u podstaw. W związku z tym celowe wydaje się stopniowe wprowadzanie zagadnień związanych z "Zieloną Geotechniką" do kursów akademickich na kierunkach budowlanych. Aspekty wykorzystania materiałów antropogenicznych można by zasygnalizować na przedmiotach związanych z fundamentowaniem oraz budownictwem ziemnym, natomiast szerszy wykład ww. zagadnień mógłby być wprowadzony na kursie magisterskim dla studentów budownictwa.

4. PRZYKŁADY WDROŻENIOWE

Aby przekonać projektantów i środowisko inżynierskie do stosowania materiałów antropogenicznych, nie wystarczy oczywiście przedstawienie teoretycznych korzyści, trzeba je wesprzeć przykładami stosowanymi, których na szczęście nie brakuje. Jeśli chodzi o materiały wtórne z energetyki, to do dużych osiągnięć należy zastosowanie do budowy autostrady A1 (węzeł Bełk – Sośnica) produktów na bazie popiołów, a mianowicie: kruszywa Geo-Utex w ilości 30 tys. ton, betonu popiołowo-żużlowego 2,5-5 MPa w ilości 6 tys. ton

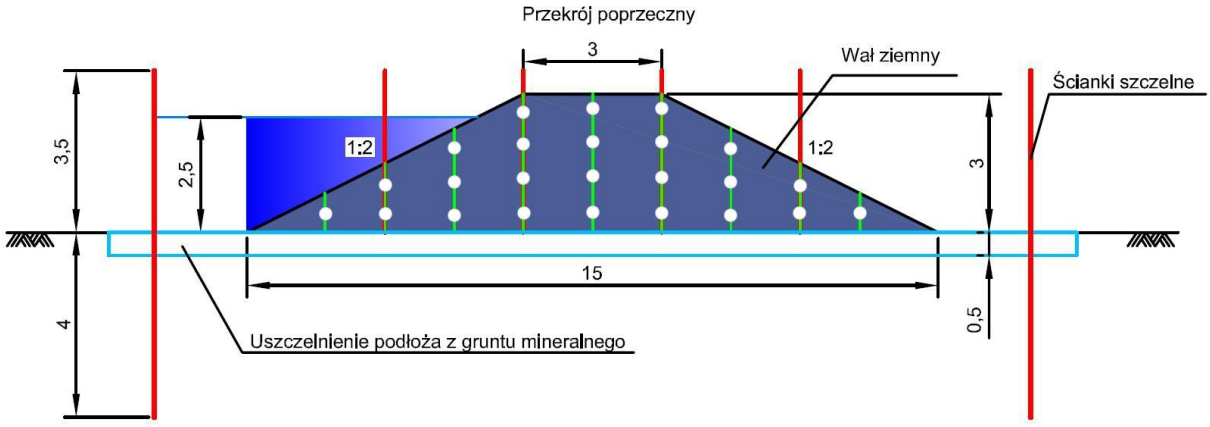
i piasku żużlowego w ilości 8 tys. ton [5].

Kolejnym przykładem zastosowań UPS w drogownictwie jest obwodnica Słupska, gdzie użyto spoiwo drogowe do ulepszania i osuszania gruntów. Spoiwo hydrauliczne na bazie popiołów pozwoliło również na stabilizację podtorza kolejowego na linii E65 (odcinki Pszczółki-Pruszcz Gdański oraz Szymankowo-Lisewo) [5]. Spektakularnym przykładem zintegrowanego podejścia zgodnego z zasadami Zielonej Geotechniki jest budowa nasypów Mostu Północnego w Warszawie. Wykorzystano do ich budowy popioły z pobliskiego składowiska na Żeraniu, zmieszane z piaskiem wydobywanym z dna Wisły, przy okazji pogłębiania toru wodnego. Popioły i popiołożużle zastosowano również z sukcesem do rekultywacji nieczynnych wyrobisk kruszywa, jak np. w Skarbimierzycach, czy Szczecinie [6]. Makroniwelację z wykorzystaniem popiołów wykonano w Radziszewie, gdzie do celów budowlanych pozyskano znaczny obszar zbudowany z gruntów organicznych.

Jeśli chodzi o odpady z przemysłu górniczego, to pod koniec lat osiemdziesiątych wykorzystano łupki przywęglowe do budowy nasypów autostrady A-4 w rejonie Chrzanowa i Jaworzna (konstrukcje 8-metrowe), z nich wykonano też 11-metrowe nasypy Drogowej Trasy Średnicowej w Rudzie Śląskiej oraz 6-metrowe nasypy Północnej Obwodnicy Bytomia. Perspektywa ponad 20 lat użytkowania tych obiektów pozytywnie weryfikuje przydatność łupków przywęglowych surowych do budowy nasypów, które mogą stanowić nośne i ostateczne podłoże pod konstrukcje dróg niezależnie od kategorii obciążenia ruchem.

5. BADANIA

Kolejnym obszarem zastosowań dla UPS jest budowa wałów przeciwpowodziowych z wykorzystaniem mieszanek popiołowo-gruntowych. Obecnie na Politechnice Gdańskiej prowadzony jest projekt badawczy DREDGDIKES w ramach Programu Południowy Bałtyk [7], w którym testuje się m.in. nowatorską technologię budowy wałów z wykorzystaniem kruszyw antropogenicznych. W przypadku takich budowli priorytetem jest uzyskanie odpowiednio niskich współczynników filtracji, aby zapewnić szczelność wału. Zaprojektowane stanowisko badawcze w skali naturalnej stanowi odcinek wału przeciwpowodziowego, zbudowanego z mieszanki 70% popiołożuzla oraz 30% piasku. W wale zostanie wydzielony (za pomocą ścianki szczelnej) odcinek o szerokości 5m (por. rys. 1), na którym będą prowadzone symulacje stanów powodziowych za pomocą zmiennego zwierciadła wody. Jednocześnie cały korpus będzie monitorowany za pomocą piezometrów oraz czujników wilgotności (zaznaczone jako białe punkty na rys.1). Wyniki badań, które prowadzone będą przez co najmniej pięć lat, pozwolą na identyfikację właściwości filtracyjnych mieszanek popiołowych w skali naturalnej, a także na określenie stateczności budowli w funkcji czasu.



Rys. 1 Przekrój poprzeczny wału eksperymentalnego [8]

6. PODSUMOWANIE

Stosowanie materiałów antropogenicznych w budownictwie, zdaniem autorów, nie jest jakimś odległym „śpiewem przyszłości", ale pilnym zadaniem na dziś. Nie chodzi tu nawet o forsowanie aspektu ekologicznego, bo na tym polu można toczyć zażarte dyskusje, ale o twardą rzeczywistość, którą narzucają nam ustalenia polityczne. Ostatnie ustalenia odnośnie redukcji emisji gazów cieplarnianych (Energy Roadmap 2050) stawiają bardzo wygórowane cele redukcyjne na rok 2050 dla krajów Unii Europejskiej: są to wielkości redukcji rzędu 80-95% w stosunku do emisji z roku 1990. W niedługiej perspektywie handel emisjami stanie się rynkową codziennością i te technologie, które pozwolą zaoszczędzić realne pieniądze na ograniczeniu emisji CO_2, będą technologiami priorytetowymi.

Przedstawiona problematyka dotyka wielu potencjalnie ciekawych problemów naukowo-badawczych, jak np. badanie zmian granulometrii popiołów z upływem czasu, analizy mineralogiczne i chemiczne gruntów kompozytowych oraz zagadnienia optymalizacji składu tych gruntów, tworzenie teorii konstytutywnych i praw fizycznych potrzebnych do modelowania oddziaływań mechanicznych. Istotny, praktyczny problem stanowią symulacje komputerowe deformacji podłoża oraz konstrukcji zbudowanych z zastosowaniem tych materiałów.

PODZIĘKOWANIA

Bieżące badania nad zastosowaniem mieszanek poiołowo-gruntowych do budowy wałów są możliwe dzięki wsparciu finansowemu projektu badawczego DREDGDIKES, w ramach programu South Baltic Programme, za co autorzy składają podziękowanie.

Piśmiennictwo

[1] ec.europa.eu/energy/energy2020/roadmap/index_en.htm
[2] Sikora Z., Renowacja wałów przeciwpowodziowych, Inżynier budownictwa nr 4/2011, s. 69-72.
[3] http://www.unia-ups.pl/news.php?readmore=36
[4] Sikora Z., Ossowski R., Naukowe podstawy projektowania geotechnicznego - między teorią a praktyką, Zeszyty Naukowe PRz. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2011, z. 58, nr 3/I, s. 249-268
[5] www.ekotech-centrum.eu/
[6] www. ekotech.pl/29,Rekultywacje.html
[7] www.dredgdikes.eu
[8] Cudny M. i in., Projekt stanowiska badawczego w ramach projektu DREDGDIKES, SBP, 2011.

APPLICATION OF ANTHROPOGENIC MATERIALS - PERSPECTIVES IN CONTEXT OF GREEN GEOTECHNICS

Summary

Perspectives of anthropogenic materials application in geotechnical engineering and their advantages in the sense of carbon dioxide reduction are discussed. According to regulations of the Kyoto Protocol 2005 and EU agreement "Energy Roadmap 2050" recycled materials have higher usage priority than natural ones. Principles of CO_2 emission calculation for geotechnical construction are given as well as some suggestions of future actions towards implementation of the proposed techniques. Examples of anthropogenic materials in full-scale application and a short description of a planned experiment are presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Adam PINKOWSKI[1]
Kazimierz GWIZDAŁA[2]
Politechnika Gdańska

WPŁYW INIEKCJI CEMENTOWYCH NA OSIADANIE I NOŚNOŚĆ PALI WIELKOŚREDNICOWYCH W GLINIE

STRESZCZENIE

Zastosowanie iniekcji cementowej pod podstawami pali wierconych ma istotny wpływ na redukcję osiadań oraz zwiększenie nośności, szczególnie w gruntach spoistych. W referacie przedstawiono analizę wyników próbnych obciążeń statycznych siedmiu pali wielkośrednicowych, posadowionych na glinie. Wszystkie pale z analizowanej grupy należą do jednego przedsięwzięcia inżynieryjnego w północnej Polsce. We wszystkich zastosowano iniekcję według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej.

SŁOWA KLUCZOWE: pale wielkośrednicowe, iniekcja, spoiste, nośność, osiadanie.

1. WSTĘP

Pale wielkośrednicowe wiercone są szczególnie predysponowane i często stosowane do przenoszenia dużych obciążeń. Ich wadą jest rozluźnienie gruntu pod postawą, do którego dochodzi podczas wiercenia oraz pod wpływem czasowego odciążenia. Z tego powodu znaczący opór gruntu pod podstawą mobilizowany jest dopiero przy osiadaniach rzędu 5% do10% średnicy pala. W celu redukcji tego zjawiska, stosuje się rożnego rodzaju zabiegi iniekcyjne, począwszy od lat 60.ch ubiegłego wieku [2]. Sama idea iniekcji cementowej pod podstawą pali wierconych była wielokrotnie stosowana również w polskiej praktyce inżynierskiej, patrz np. [2, 4, 5, 7]. Szczególne znaczenie ma iniekcja według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej.

Rozwiązanie to zastosowano w celu bezpiecznego posadowienia konstrukcji wielu obiektów, dla różnych rodzajów budownictwa, głównie obiektów mostowych. Wśród ważniejszych, których pale wykonane zostały w gruntach spoistych, można wymienić: obwodnicę Wolina, wiadukty w ciągu Autostrady A-2 oraz A-6, węzeł transportowy Elbląg – Wschód, obiekty mostowe na Trasie W-Z w Gdańsku, Trasę Średnicową w Rudzie Śląskiej, wiadukt nr 4 obwodnicy Trójmiasta, kilka obiektów w ciągu Drogi Krajowej Nr 7 i wiele innych.

[1] pinkowski@geoprogram.eu
[2] kgwiz@pg.gda.pl

Pomimo poważnego znaczenia ekonomicznego oraz częstego wykorzystywania, zabiegi tego rodzaju nie zostały ujęte w polskiej normie, powszechnie stosowanej w różnych rodzajach budownictwa, PN-83/B-02482.

Zagadnienie stosowania iniekcji pod postawą oraz jej wpływ na pracę pali w podłożu, jedynie w formie ogólnej zostały ujęte w normach europejskich [9, 10].

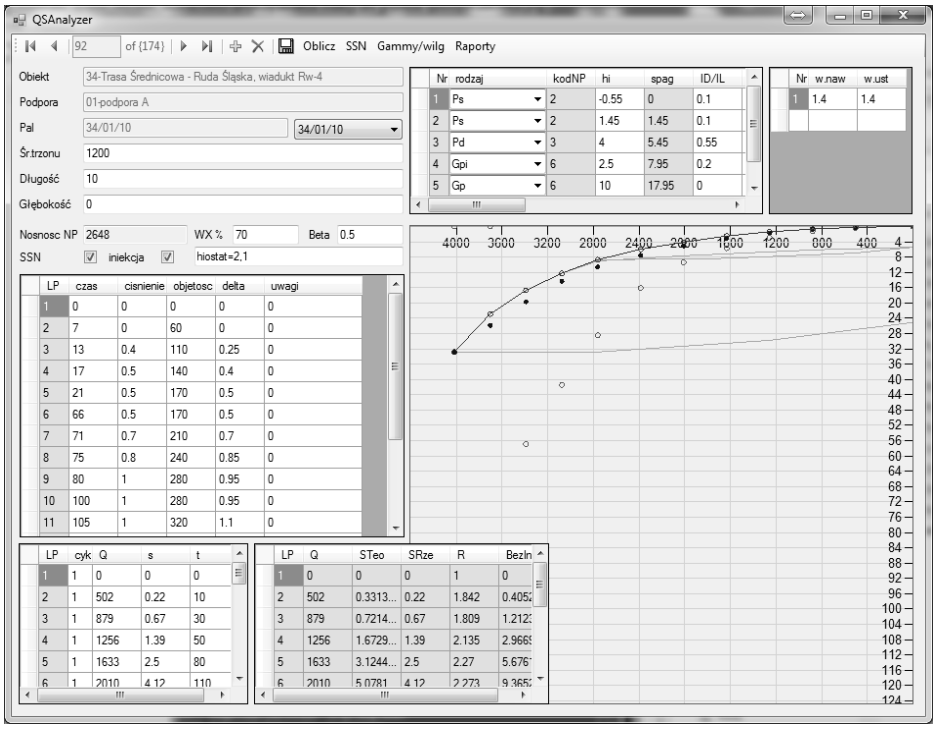
W celu ustalenia rzeczywistego wpływu iniekcji według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej na redukcję osiadania i zwiększenie nośności pali, stworzono bazę danych „QSAnalyzer". Zawarto tam dane dotyczące geometrii, warunków gruntowych, parametrów iniekcji oraz wyniki próbnych obciążeń blisko 200 pali z iniekcją. Wśród nich 60 to pale z podstawami w gruntach spoistych.

Niniejszy artykuł przedstawia analizę siedmiu z nich, wykonanych pod jednym z obiektów inżynierskich w Polsce północnej. Podstawy wszystkich prezentowanych pali zostały wykonane w glinie o stopniu plastyczności I_L=0.20. Średnice wszystkich pali D=1200mm, długości od 15 do 20m.

2. ANALIZA WPŁYWU INIEKCJI W GLINIE

2.1. Opis bazy danych „QSAnalyzer"

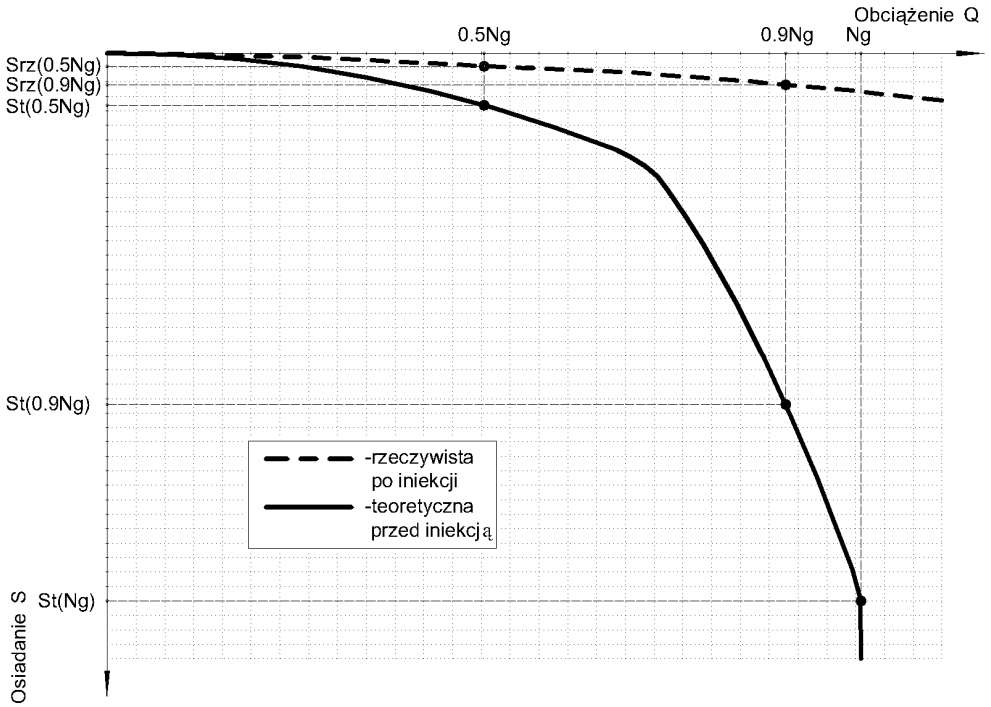
Stale rozwijana, modyfikowana i uzupełniana baza danych powstała, jako narzędzie niezbędne do przeprowadzenia szczegółowych analiz oraz łatwego przeglądania zgromadzonego materiału. W odróżnieniu od swojej wcześniejszej wersji [3], która korzystała z programów PalOs, NP89 oraz Pale2005, baza ta zawiera wbudowane procedury umożliwiające automatyczne, szybkie obliczanie, nośności pali, oporów gruntu oraz wyznaczanie teoretycznych krzywych osiadania pali. Narzędzie to zostało w całości napisane w nowoczesnym środowisku .NET, dzięki temu w łatwy sposób można je wykorzystywać do przeprowadzania wielokierunkowej analizy wpływu poszczególnych parametrów determinujących efekty iniekcji. Formularz podstawowy bazy przedstawiono na rysunku nr 1.



Rys .1. Formularz podstawy bazy „QSAnalyzer" z wyświetlonymi danymi pala nr 34/01/10.

2.2. Metoda analizy

W celu określenia wpływu iniekcji, według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej, na redukcję osiadania pali wierconych w glinie, porównano wartości osiadań teoretycznych, wyznaczonych dla pali bez iniekcji, do rzeczywistych osiadań pali z iniekcją. Na rysunku nr 2 przedstawiono porównanie krzywych osiadania w punktach obciążenia równych 0.5 i 0.9 nośności granicznej, wyznaczonej zgodnie z normą PN-83/B-02482 (Rys.2.), za pomocą bazy „QSAnalyzer".

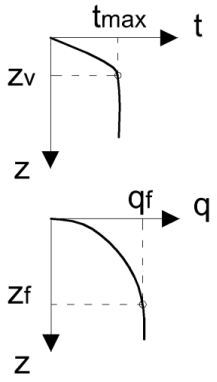


Rys.2. Przykładowe krzywe osiadania dla pali z iniekcją pod podstawą i bez iniekcji

Teoretyczne krzywe osiadania pali generowane są w bazie „QSAnalyzer", przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych, określających zależność między obciążeniem i osiadaniem pobocznicy t-z oraz podstawy q-z (Rys.1). Postaci funkcji transformacyjnych przyjęto jak dla pali wierconych [1]. Wymagało to w pierwszym etapie wyznaczenia oporów gruntu wzdłuż pobocznicy oraz pod podstawami pali. W obliczeniach (w bazie) opory te wyznacza się zgodnie z [8], automatycznie, po wprowadzeniu profilu geotechnicznego wraz z parametrami wszystkich warstw gruntu.

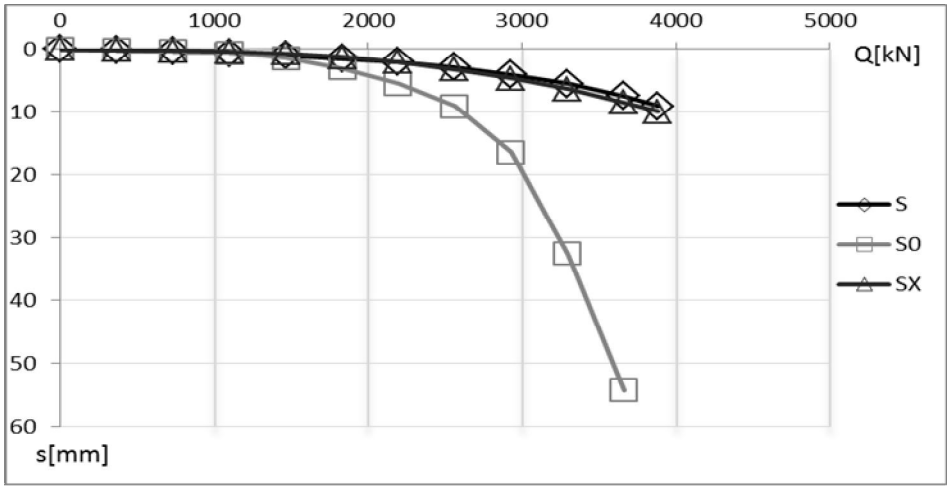
$$t(z) = t_{\max}\left(\frac{z}{z_v}\right)^{\alpha}, \text{ gdzie } z_v = 0.01D \qquad (1)$$

$$q(z) = \mathbf{WX} \cdot q_f\left(\frac{z}{z_f}\right)^{\beta}, \text{ gdzie } z_f = 0.05D \qquad (2)$$



Rys.3. Postaci funkcji transformacyjnych przyjętych do analizy

Aktualna wersja bazy danych, dla każdego analizowanego pala, przechowuje 3 wykresy osiadania (Rys. 4). Poza wspomnianymi, krzywą rzeczywistą (S) i teoretyczną (S0), odpowiadającą palom bez iniekcji, w bazie zapisane są również krzywe analityczne – będące wynikiem dopasowania krzywej teoretycznej do rzeczywistej (SX).



Rys. 4. Krzywe obciążenie-osiadanie, pal nr 19/01/15 (QSAnalyzer), D=1200mm, L=15m.

Dopasowanie to polega na iteracyjnym zwiększaniu współczynnika WX, określającego wpływ iniekcji na nośność podstawy pala (Rys.3), tak aby krzywa analityczna (SX) najlepiej przybliżała krzywą rzeczywistą, we wszystkich punktach obciążenia rzeczywistego. Uzyskane w ten sposób wartości, po uśrednieniu dla poszczególnych warunków geotechnicznych, geometrii pali oraz parametrów iniekcji, będzie można przyjąć, jako wytyczne do projektowania pali wielkośrednicowych z iniekcją.

Należy zwrócić uwagę, że współczynnik WX uwzględnia również inne zjawiska występujące w procesie iniekcji, np. powiększenie podstawy, przenikanie iniekcji do podłoża gruntowego, dodatkowe składowe naprężenia w wyniku iniekcji, itd.

2.3. Wyniki analizy

Dzięki opisanemu porównaniu rzeczywistych krzywych osiadania (S) z teoretycznymi (S0), wyznaczonymi dla analogicznych pali bez iniekcji, można określić wpływ iniekcji na redukcję osiadania. Stworzone w bazie procedury umożliwiają szybką ocenę redukcji osiadania w dowolnym punkcie krzywej, dla każdego pala. W tablicy nr 1 przedstawiono redukcję osiadania pali wierconych w glinie, jako stosunek osiadania teoretycznego S0 do rzeczywistego S, dla obciążenia Q wynoszącego 50% i 90% nośności granicznej Ng (Rys.2). Z tablicy tej wynika znaczący wpływ iniekcji na redukcję osiadania. Średnio trzykrotna redukcja dla 0.5Ng oraz blisko dziewięciokrotna dla 0.9Ng.

Ponadto wyznaczono współczynnik wpływu iniekcji na nośność podstawy pala WX.

Średnia wartość tego współczynnika dla analizowanej grupy wynosi 3.50, a minimalna 2.3.

Charakterystyczna wartość oporu gruntu pod podstawą wszystkich badanych pali, zgodnie z [8] wynosi q_f=1510kPa. Nośność pala nr 19/01/07 wyznaczona, jak dla zwykłego pala wierconego wynosi N=3745kN, nośność podstawy Np=1708kN. Tymczasem, podczas próbnego obciążenia statycznego osiągnięto siłę wciskającą Qmax=3660kN (Smax=5.17mm), przy zachowaniu prostoliniowego przyrostu osiadania (podobnie, jak dla pozostałych pali).

W celu wyznaczenia nośności pala z iniekcją możemy w obliczeniach zwiększyć nośność jego podstawy o określony w trakcie analizy współczynnik WX.

Tablica 1. Redukcja osiadań badanych pali z iniekcją.

		0.5*Ng				0.9*Ng			
Nr Pala	**L**	**Q**	**S**	**S0**	**S0/S**	**Q**	**S**	**S0**	**S0/S**
-	**[m]**	**[kN]**	**[mm]**	**[mm]**	**-**	**[kN]**	**[mm]**	**[mm]**	**-**
19/01/07	15.0	1872	1.11	3.33	3.0	3370	4.30	37.02	8.6
19/01/15	15.0	1872	1.55	3.33	2.2	3370	5.90	37.02	6.3
19/02/06	15.0	1733	1.22	3.82	3.1	3120	4.45	38.41	8.6
19/02/09	15.0	1733	0.76	3.81	5.0	3120	4.99	38.81	7.8
19/04/18	20.0	2229	0.81	2.62	3.2	4013	2.65	32.87	12.4
19/05/31	20.0	2330	1.19	2.87	2.4	4194	3.57	31.90	8.9
19/08/17	15.0	1838	1.31	3.64	2.8	3309	4.45	37.41	8.4
				min	2.2			min	6.3
				średnia	**3.1**			średnia	**8.7**

W ten sposób uzyskujemy nośność pala z iniekcją Nwx oraz zależność Nwx/N, jako wpływ iniekcji na nośność pala. Wyniki tych obliczeń dla pozostałych pali przedstawiono w tablicy nr 2.

Tablica 2. Wzrost nośności badanych pali z iniekcją.

Nr Pala	L	Qmax	Smax	N	WX	Nwx	Nwx/N
-	[m]	[kN]	[mm]	[kN]	-	[kN]	-
19/01/07	15.0	3661	5.17	3745	3.2	7502	2.0
19/01/15	15.0	3881	9.07	3745	2.8	6819	1.8
19/02/06	15.0	3807	7.52	3404	3.2	7161	2.1
19/02/09	15.0	3884	18.75	3404	2.3	5824	1.7
19/04/18	20.0	4393	3.38	4459	4.8	10948	2.5
19/05/31	20.0	4247	3.66	4611	4.5	10588	2.3
19/08/17	15.0	4247	7.36	3727	3.7	8338	2.2
				min	**2.3**		**1.7**
				średnia	**3.5**		**2.1**

Na podstawie analizy ustalono średnio 2.1. krotny wzrost nośności pali wierconych w glinie z zastosowaniem iniekcji według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej, w stosunku do nośności pali wierconych oszacowanej zgodnie z PN-83/B-02482.

3. PODSUMOWANIE

W przypadku pali wierconych, posadowionych w glinie, iniekcja pod podstawą ma istotny wpływ na poprawę zależności obciążenie-osiadanie. Przedstawione wyniki nie stanowią jednak wytycznych do projektowania, ponieważ opierają się na stosunkowo niewielkiej liczbie pali, wykonanych pod jeden obiekt inżynierski. Świadczą jednocześnie bezsprzecznie o zaletach tej metody.

1. W badanej grupie pali, wykonanych w glinie, stwierdzono kilkukrotną redukcję osiadania, w zakresie obciążeń obliczeniowych. Średnia redukcja wynosi około 3.1 dla 0.5Ng oraz około 8.7 dla 0.9Ng.
2. Ustalono, także średni, ponad trzykrotny wzrost nośności podstawy badanych pali, w wyniku czego nośność pali wzrosła 2.1. krotnie.
3. Aktualnie prowadzone są analizy mające na celu oszacowanie rzeczywistego wpływu rodzaju i parametrów gruntu, geometrii pala i parametrów iniekcji na nośność oraz redukcję osiadania dla różnych wariantów posadowienia.
4. Stale rosnąca liczba zrealizowanych obiektów i próbnych obciążeń pali wielkośrednicowych z iniekcjami cementowymi według rozwiązania Katedry

Geotechniki Politechniki Gdańskiej, w połączeniu z wielokierunkową analizą oraz analityczną oceną krzywych osiadania, będzie stanowić podstawę do przedstawienia inżynierskich zaleceń projektowania tego rodzaju pali.

Piśmiennictwo

[1] Gwizdała K. „Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych" Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej - Budownictwo Wodne, Nr 41, Gdańsk 1996.
[2] Gwizdała K. „Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia", PWN, Warszawa, 2010.
[3] Gwizdała K., Pinkowski A. „Wpływ iniekcji pod podstawą na osiadanie pali wierconych w piaskach", Inżynieria i Budownictwo, r. 63, nr7-8, 2007.
[4] Jarominiak A., Trojnar K., Folta L.: "Ocena skuteczności zastosowania pali z komorami iniekcyjnymi w podporach mostu autostradowego przez Wisłę koło Torunia". Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2000.
[5] Kłosiński B., Szymankiewicz Cz.: „Nośność pali wierconych z podstawami naprężanymi zastrzykami cementowymi." Materiały XII Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczecin-Międzyzdroje, V.2000, s.329-343.
[6] Pinkowski A., Gwizdała K. „Analiza wpływu iniekcji pod podstawami pali wierconych." Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2006. Budownictwo – Zeszyt 28, 2006.
[7] Tejchman A., Gwizdała K.: „Badanie nośności pali wielkośrednicowych pod pylonem mostu wantowego przez Martwą Wisłę w Gdańsku." Inżynieria i Bud., nr 12/2000.
[8] PN-83/B-02482 „Nośność pali i fundamentów palowych".
[9] PN-EN 1536: 2001 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone".
[10] EN 1997 (2004). Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules.
[11] PN-EN 1997-1:2008 – Eurokod 7 – Projektowanie geotech.; część 1: Zasady ogólne.

IMPACT OF GROUT INJECTION UNDER THE BASES OF LARGE DIAMETER BORED PILES ON THEIR CAPACITY AND SETTLEMENT IN CLAY

Summary

Application of grouting under the base of bored piles by the technology proposed by Geotechnical Department of Gdańsk Technical University has a significant impact on settlement reduction and piles bearing capacity increase, especially in cohesive soils.

In the present paper seven in situ tests conducted in northern Poland together with an analysis of the results regarding base-grouting are presented.

The average WX factor value for pile bases capacity increase for the group of analysed piles was 3.50.

Settlement reduction was also calculated. For load value of N= 0.5xNg, where Ng is the ultimate capacity of not injected pile, the average settlement reduction (S0/S) was 3.1.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Grzegorz STRAŻ[1]
Politechnika Rzeszowska

O PRZEWODNOŚCI HYDRAULICZNEJ WYBRANEGO TORFU Z REJONU RZESZOWA

STRESZCZENIE

Podstawą do rozpatrywania gruntów w kategoriach możliwości wykorzystania do celów budowlanych jest znajomość ich parametrów geotechnicznych. Dotyczy to również gruntów organicznych, których przydatność do fundamentowania jest bardzo ograniczona, a które bardzo często zalegają w sąsiedztwie istniejących lub nowolokalizowanych budynków czy konstrukcji inżynierskich. Fakt ten powoduje, iż mogą pośrednio oddziaływać na te budowle, poprzez wpływ na lokalne warunki gruntowo-wodne. Zmiany zawilgocenia wywołane uprzywilejowanymi drogami filtracji, występujące w gruntach o dużej zawartości części organicznych, mogą powodować zmiany właściwości przylegających gruntów nośnych, a tym w konsekwencji zmianę parametrów wytrzymałościowych gruntu pod istniejącymi lub projektowanymi fundamentami. Zdolność torfu do przepuszczania wody, przede wszystkim ze względu na jego wyjątkową genezę, budowę i strukturę, może być zróżnicowana w zależności od kierunku jej przepływu. Wynika stąd konieczność rozpoznania gruntów organicznych również w tym aspekcie.

W pracy zaprezentowano rezultaty badań laboratoryjnych, których celem było określenie wodoprzepuszczalności lokalnie zalegającego torfu [1]. Do eksperymentu wykorzystano zaawansowany zestaw do badań trójosiowych gruntu firmy GDS Instruments Ltd., pozwalający na precyzyjne programowanie oraz bieżący monitoring prowadzonych testów. Zastosowana aparatura umożliwiła określenie współczynnika filtracji badanego torfu dwiema różnymi metodami: przy stałym przepływie (*Constant Flow)* oraz przy stałym gradiencie hydraulicznym (*Constant Head)* [2,3]. Z uwagi na przewidywaną anizotropię rozpatrywanego ośrodka gruntowego, opisane badania przeprowadzono wyłącznie na walcowych próbkach o nienaruszonej strukturze, pobranych w układzie prostopadłym i równoległym do rozpatrywanej warstwy torfu.

SŁOWA KLUCZOWE: torf, współczynnik filtracji, wodoprzepuszczalność

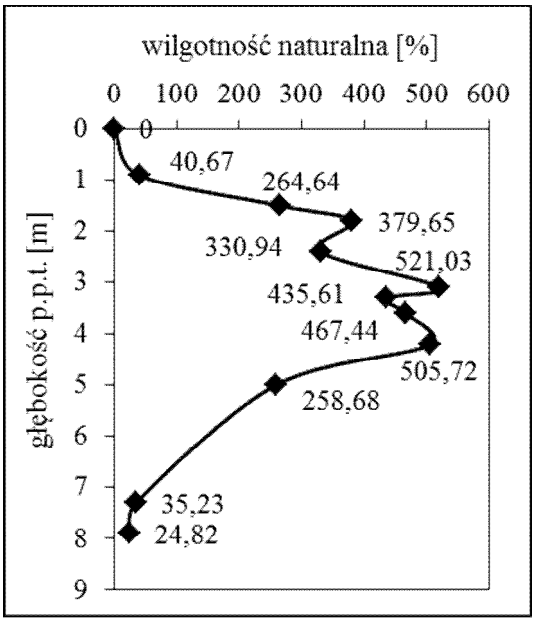
1. WPROWADZENIE

Badania rozpoczęto od dokładnego rozpoznania warunków geotechnicznych na poligonie badawczym zlokalizowanym na jednej z posesji w południowo-wschodniej części Rzeszowa. Z uwagi na specyficzny charakter badanego ośrodka, przyjęto parametry wiodące, tj.: zawartość części organicznych oraz wilgotność naturalną [1,4] a ich przykładową zmianę w podłożu w odniesieniu do głębokości przedstawiono na rysunkach 1 i 2.

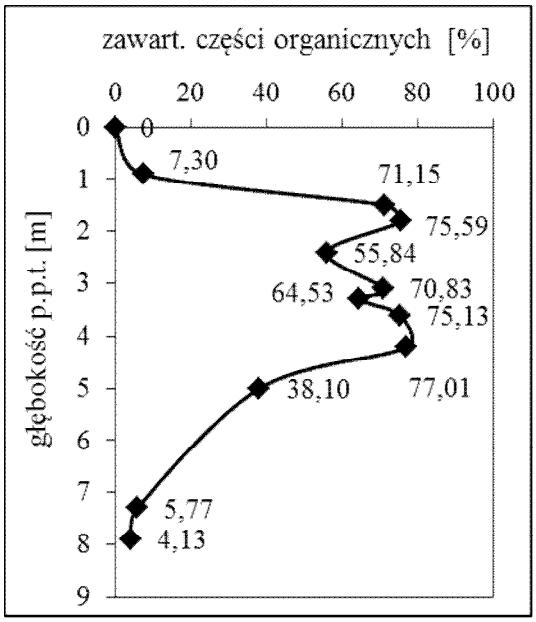
[1] gstraz@prz.edu.pl

Po szczegółowej analizie wyników rozpoznania stwierdzono, że podłoże na poligonie jest bardzo niejednorodne i zbudowane z różnego rodzaju z gruntów organicznych, a przede wszystkim z przenikających się wzajemnie warstw namułów i torfów. Zaobserwowano także, że zwierciadło lokalnych wód gruntowych usytuowane jest bardzo płytko a po opadach atmosferycznych często sięga powierzchni terenu.

Z charakteryzowanego podłoża wyselekcjonowano warstwę torfu i pobrano z niej próbki o nienaruszonej strukturze do badań wodoprzepuszczalności. Mając na uwadze wyjątkową niejednorodność badanego gruntu, wszystkie próbki pobrano do próbników stalowych o średnicach ϕ38mm oraz ϕ50mm z takiej samej głębokości: 1,35m p.p.t., prostopadle i równolegle do warstwy. Należy zaznaczyć, iż pozyskanie próbek gruntów organicznych *NNS*, a w szczególności torfów, ze względu na ich bardzo dużą ściśliwość oraz skomplikowane warunki gruntowo-wodne, jest procesem wyjątkowo żmudnym, czasochłonnym i bardzo często nie przynoszącym akceptowalnych rezultatów [5,6].



Rys. 1. Zmiana wilgotności naturalnej wraz z głębokością dla wybranego odwiertu „B" [1,4].



Rys. 2. Zmiana zawartości części organicznych wraz z głębokością dla wybranego odwiertu „B" [1,4]

Oznaczenie stopnia rozkładu torfu wykonano makroskopowo w oparciu o najbardziej rozpowszechnioną w badaniach skalę van Posta [7] oraz rozszerzoną o dodatkowe cechy tabelę opracowaną przez Maciaka i Liwskiego [8]. Porównując sposób zachowania pozostałości roślinnych, właściwości plastyczno-strukturalne, barwę torfu, jak i wyciskanej wody torfowej oraz wykonane rozmazy stwierdzono, że stopień rozkładu torfu zawiera się w przedziale 50-60%, co odpowiadało grupie H_6 wg skali van Posta. Wybrane właściwości badanego torfu zestawiono w tabeli 1.

Stopień plastyczności torfu określono w dwojaki sposób:

- W warunkach *in situ* za pomocą badań polową sondą krzyżakową FVT a jego wartość oscylowała w zakresie 0,47-0,50.
- Analitycznie w oparciu o wzór normowy [9] (1):

$$I_L = \frac{w_n - w_p}{w_L - w_p} \qquad [-] \qquad (1)$$

gdzie: w_n – wilgotność naturalna, w_p –granica plastyczności, w_L –granica płynności

Tabela 1. Wybrane właściwości fizyczne badanej warstwy torfu.

Cecha gruntu	Jednostka	Zakres wartości	Wartość średnia
Zawartość części organicznych	[%]	71,15 – 77,28	74,49
Wilgotność naturalna	[%]	269,19 – 318,39	289,52
Gęstość objętościowa	[t/m^3]	1,05 – 1,12	1,08
Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	[t/m^3]	0,28 – 0,35	0,29
Gęstość właściwa szkieletu gruntowego	[t/m^3]	1,40 – 1,71	1,61
Odczyn wody szkieletu gruntowego	[pH]	5,5 – 7,0	6,0
Porowatość	[-]	0,78 – 0,83	0,81

Uśredniona wartość granicy plastyczności torfu określona na podstawie badań własnych wynosiła 157,9%. Z uwagi na specyficzny charakter badanego gruntu i związane z tym trudności, granicę płynności określono na podstawie wzoru (2) Skemptona i Petley'a [10], a wynosiła ona 421,1%.

$$w_L = LL = 5N + 50 \quad [\%] \tag{2}$$

gdzie: N – zawartość substancji organicznej oznaczonej metodą prażenia [9]

Weryfikację uzyskanych wartości przeprowadzono w oparciu o zależności granicy płynności od strat prażenia opracowane przez Myślińską [7] dla torfów z różnych obszarów Polski. Oszacowana tym sposobem granica płynności torfu wynosiła 415,4%, była więc bardzo zbliżona do obliczonej ze wzoru (2). Przedstawiona konfrontacja potwierdziła poprawność uzyskanych wyników i wykazała na przykładzie torfu, że zastosowana metoda Skemptona i Petley'a do określania granicy płynności może być skuteczna również w warunkach krajowych. Uśredniona wartość stopnia plastyczności określonego metodą analityczną (1) wynosiła 0,5, podobnie jak w przypadku badań sondą polową krzyżakową *FVT*, co sytuuje rozpatrywany torf na granicy stanu plastycznego i miękkoplastycznego konsystencji plastycznej [11].

2. METODYKA BADAŃ

Po oznaczeniu wybranych właściwości fizycznych torfu zaplanowano i wykonano badania w celu określenia współczynników filtracji [12]. Badania przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych w oparciu o następujące założenia:

- Badania wykonano za pomocą zestawu do badań trójosiowych gruntu firmy GDS Instruments Ltd.
- Badania przeprowadzono przy stałym przepływie wody przez próbkę oraz przy stałym gradiencie hydraulicznym.
- Wszystkie próbki poddane badaniom (ϕ38x76mm, ϕ50x100mm) miały nienaruszoną strukturę i zostały pobrane prostopadle oraz równolegle do zalegającej warstwy z głębokości 1,35m p.p.t.
- Na każdej z próbek wykonano badania z zachowaniem identycznych warunków i parametrów.
- Próbki nie poddawano wstępnej konsolidacji.

Wykorzystane metody badawcze są częścią oprogramowania zintegrowanego z zestawem badawczym GDS, które umożliwia prowadzenie badań poprzez wymuszenie stałego, stabilnego, przepływu określonej objętości wody przez próbkę w określonym czasie lub alternatywnie poprzez wymuszanie przepływu wody różnicowaniem wartości ciśnienia pomiędzy dolnym i górnym końcem próbki. Szczegółowy opis, możliwości badawcze oraz sposób programowania

testów zastosowanego podczas eksperymentów urządzenia, będącego zaawansowanym i kompletnym systemem badawczym, indywidualnie monitorującym i kontrolującym przebieg szczegółowo zaprogramowanych badań, przedstawiono w szeregu publikacji [2,3,13,14,15,16]. W tabeli 2 zestawiono charakterystykę wykonanych badań w odniesieniu do każdej z zaplanowanych serii badawczych.

Tabela 2. Geometria próbek, sposób pozyskania oraz metoda badawcza.

Numer serii	Wielkość próbek NNS	Sposób pobrania	Metoda badawcza
I	ϕ38 x 76mm	Równoległy do warstwy	Badania przy stałym gradiencie
II			Badania przy stałym przepływie
III		Prostopadły do warstwy	Badania przy stałym gradiencie
IV			Badania przy stałym przepływie
V	ϕ50 x 100mm	Równoległy do warstwy	Badania przy stałym gradiencie
VI			Badania przy stałym przepływie
VII		Prostopadły do warstwy	Badania przy stałym gradiencie
VIII			Badania przy stałym przepływie

Badania współczynnika filtracji torfu rzeszowskiego wykonano ze szczególną dbałością o zachowanie identycznych, powtarzalnych warunków prowadzonych testów, które charakteryzowały następujące parametry: ciśnienie wody w komorze głównej (*Cell Pressure*), maksymalny gradient hydrauliczny (*Maximum Hydraulic Gradient*), ciśnienie odpływu (*Base Pressure*), wartość przepływu wody w czasie (*Back Flow Rate*), wartość różnicy ciśnień (*Base Pressure Diffiretial*), ciśnienie dopływu (*Back Pressure*).

Szczegółowe parametry wykonywanych badań zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Parametry badań w kontekście zastosowanej metody badawczej.

Cell Pressure	Metoda badawcza				
	Badania przy stałym gradiencie		Badania przy stałym przepływie		
	Back Pressure	Base Pressure Diffiretial	Base Pressure	Maximum Hydraulic Gradient	Back Flow Rate
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[mm^3]
13	10	10	10	10	≠ constans
25	20		15		
50	40		20		
100	80		25		

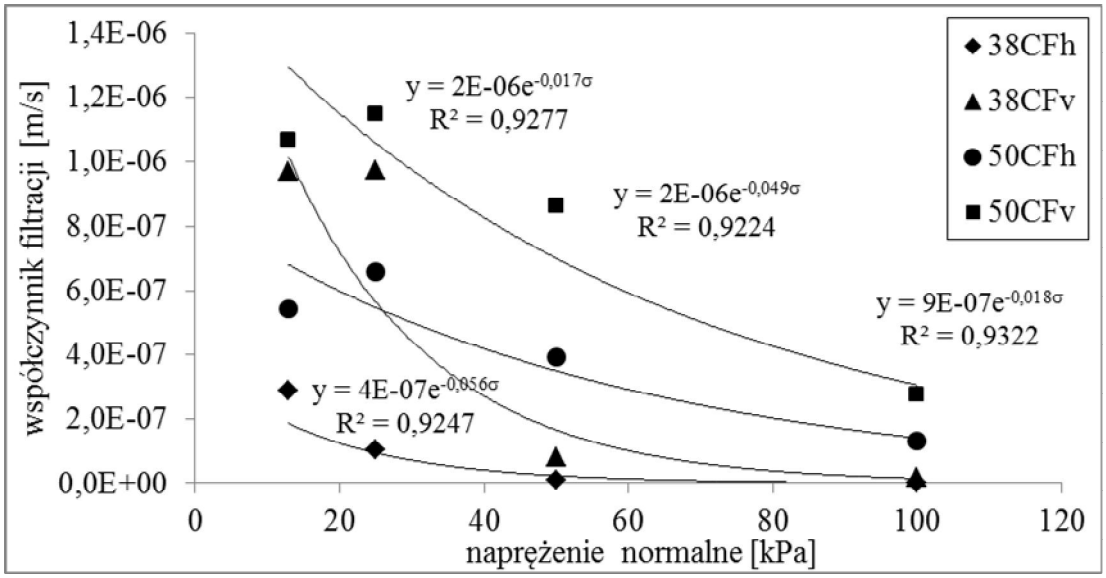
3. WYNIKI BADAŃ

Badania laboratoryjne torfu, które zostały przeprowadzone w 8 seriach badawczych obejmujących po 12 próbek o nienaruszonej strukturze, pozwoliły na oznaczenie wartości współczynnika filtracji w zależności od zadanych warunków badań. Wyniki wszystkich wykonanych na próbkach torfu badań w obszarze kolejnych serii badawczych z uwzględnieniem założonych na wstępie warunków odniesiono do temperatury 10^{o}C oraz poddano podstawowej analizie statystycznej. Uśrednione wartości współczynników filtracji w kontekście serii badawczej oraz zadanego ciśnienia □ w komorze aparatu GDS zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie uśrednionych wartości współczynników filtracji torfu.

NUMER SERII	k [m/s]			
	13kPa	25kPa	50kPa	100kPa
I	1,53E-09	5,57E-10	1,23E-09	6,14E-10
II	2,89E-07	1,05E-07	9,57E-09	2,06E-09
III	1,70E-08	2,13E-09	3,36E-09	2,09E-08
IV	9,69E-07	9,73E-07	8,02E-08	1,85E-08
V	6,15E-09	1,38E-08	2,38E-08	2,73E-08
VI	5,42E-07	6,59E-07	3,93E-07	1,32E-07
VII	1,04E-08	1,74E-08	2,27E-08	2,39E-08
VIII	1,07E-06	1,15E-06	8,62E-07	2,77E-07

Z powyższego zestawienia wynika, że współczynnik filtracji *k* jest w pewnym stopniu uzależniony od ciśnienia wody w komorze aparatu a zaistniałe zależności $k=f(\sigma)$ przedstawiono na rysunku 3. Może być to spowodowane faktem, iż torf w przeciwieństwie do gruntów mineralnych w przeważającej części zbudowany jest z substancji organicznych pochodzenia roślinnego, będących na różnym etapie rozkładu w zależności od intensywności procesów mineralizacji czy humifikacji w warunkach lokalnych. Zadawanie coraz wyższych wartości ciśnienia w komorze powoduje, że w badanych próbkach oprócz zagęszczania gruntu dochodzi do niszczenia (zmiażdżenia) części substancji organicznych, które przemieszczając się pod wpływem nacisku, blokują część przestrzeni porowych, co w konsekwencji powoduje utrudnienia w przepływie wody przez próbkę.



Rys. 3. Zależności pomiędzy uśrednionymi wartościami współczynników filtracji uzyskanymi przy stałym przepływie wody przez próbkę a przyrostem naprężeń normalnych: $38CF_h$ - próbki ϕ38mm pobrane równolegle, $38CF_v$ - próbki ϕ38mm pobrane prostopadle, $50CF_h$ - próbki ϕ 50mm pobrane równolegle, $50CF_v$ - próbki ϕ50mm pobrane prostopadle.

Badania laboratoryjne wykazały, że wartości współczynników filtracji uzyskane podczas badań na próbkach *NNS* należących do tych samych serii badawczych, lecz pobranych w różny sposób z badanej warstwy (pionowo lub poziomo) z reguły różnią się od siebie, co wskazywało na anizotropię współczynnika filtracji. Współczynniki anizotropii obliczono na podstawie wzoru (3) [17] i zaprezentowano w tabeli 5:

$$A = \frac{k_v}{k_h} [-] \quad (3)$$

gdzie: k_v –wartość współczynnika filtracji uzyskana dla przepływu wody prostopadle do warstwy, k_h –wartość współczynnika filtracji uzyskana dla przepływu wody w kierunku równoległym do warstwy

Tabela 5. Zestawienie uśrednionych wartości współczynników anizotropii badanego torfu.

Średnica próbki NNS	Metoda badawcza	Ciśnienie komorowe □			
		13kPa	25kPa	50kPa	100kPa
		WSPÓŁCZYNNIK ANIZOTROPII [-]			
ϕ 38	Badania przy stałym gradiencie	11,11	3,82	2,73	34,04
	Badania przy stałym przepływie	3,35	9,27	8,38	8,98
ϕ 50	Badania przy stałym gradiencie	1,69	1,26	1,05	1,14
	Badania przy stałym przepływie	1,97	1,75	2,19	2,10

Analizując wyniki przeprowadzonych badań odrzucono wartość, która wyraźnie odbiegała od pozostałych (tj. 34,04), będącą prawdopodobnie konsekwencją wyjątkowo wysokiej niejednorodności próbek użytych do testu. Wartości wszystkich obliczonych współczynników anizotropii dla współczynnika filtracji dla badanego torfu były większe od jedności, co w pełni potwierdziło jego właściwości anizotropowe [17].

4. **PODSUMOWANIE I WNIOSKI**

Uśrednione wartości współczynnika filtracji dla rozpatrywanego torfu oscylowały w granicach od 10^{-6} do 10^{-10} m/s, które wg klasyfikacji Terzaghiego i Pecka przypisywane są gruntom o średniej, małej i bardzo małej przepuszczalności [18]. Porównując wyniki badań pod kątem zastosowanej metody badawczej zaobserwowano, że wartości parametrów uzyskane przy stałym przepływie wody zawierały się w przedziale od 10^{-6} do 10^{-9} m/s, czyli były nieznacznie większe od wartości uzyskanych przy stałym gradiencie hydraulicznym (10^{-8}-10^{-10} m/s), której stosowanie w przypadku torfu budzi wątpliwości i wymaga kontynuacji badań. Analizując rezultaty badań w aspekcie wielkości badanych próbek o nienaruszonej strukturze stwierdzono, że współczynnik filtracji próbek o średnicy ϕ 38mm zawierał się w przedziale od 10^{-7} do 10^{-10} m/s, natomiast dla próbek o średnicy ϕ 50mm od 10^{-6} do 10^{-9} m/s. Wartości współczynnika filtracji dla polskich torfów prezentowane przez innych badaczy zawierają się w przedziale od 10^{-6} do 10^{-10} m/s [7,19,20,21,22], co potwierdza poprawność uzyskanych wyników. Należy zaznaczyć, że rezultaty przeprowadzonych badań odniesiono do wyników literaturowych, niestety bez znajomości metodologii ich badań, która rzadko jest szczegółowo przybliżana przez autorów.

Zaobserwowane rozbieżności występujące w rezultatach badań wynikają w dużej mierze z faktu, iż torfy są gruntami, których geneza i budowa w zasadzie nie ma odniesienia do innych gruntów słabonośnych, np. madowych lub namułów, nie wspominając o gruntach mineralnych. Niesie to ze sobą szereg problemów na każdym z etapów badań: począwszy od pozyskania materiału i selekcję reprezentatywnych próbek poprzez opracowanie metodologii badań, a na analizie wyników kończąc. Współczynniki anizotropii wskazują na różną wodoprzepuszczalność gruntu w zależności od kierunku przepływu wody, a na szeroki zakres uzyskanych wyników z pewnością ma wpływ niejednorodność strukturalna samego torfu.

Piśmiennictwo

[1] Straż G.: Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namułów i torfów. Rzeszów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2011.
[2] Menzies B.K.: A computer controlled hydraulic triaxial testing system. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, 1988.
[3] Mazurek J.: Wyniki badania współczynnika filtracji materiałów o niewielkiej przepuszczalności w aparacie trójosiowego ściskania systemu GDS. XXVIII Z.S.M.G.G. Szklarska Poręba 13–18 marca 2005. Prace Naukowe I.GiH Politechniki Wrocławskiej. Konferencje, 2005, Vol. 75, nr 41, s. 389-394.
[4] Straż G.: Badania parametrów geotechnicznych organicznych gruntów Podkarpacia. Rozprawa doktorska. Politechnika Rzeszowska, WBiIŚ. Rzeszów, 2009.
[5] Straż G.: O awarii budynku mieszkalnego posadowionego na podłożu z gruntów organicznych w Rzeszowie. Rzeszów. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 262, 51, 2009, s.107 - 2009.
[6] Straż G. O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych. [w:] Bzówka J., Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa, Gliwice, W.P.Śl., 2011, s. 143-151.
[7] Myślińska E.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania. Wydawnictwo Naukowe PWN SA. Warszawa, 2001.
[8] Maciak F., Liwski S.: Ćwiczenia z torfoznawstwa. Wyd. SGGW. Warszawa, 1996.
[9] PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
[10] Skempton A.W., Petley D.J.: Ignition loss and other properies of peats and clays from Avonmouth King's, Lynn and Cranbery Moss. "Geotechniqe" 20, 1970, p. 343-356.
[11] PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
[12] Malinowska E., Hyb M.: Wyznaczanie współczynnika filtracji na podstawie badań laboratoryjnych. Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie. Źródło: www.kg.sggw.pl
[13] Jaremski J., Straż G.: Badania parametrów gruntowych pyłów rzeszowskich przy pomocy aparatu GDS Instruments Ltd., Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 208. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 36. Rzeszów, 2004, z. 36 [208], s. 37-46.
[14] Świdziński W.: System badań w aparacie trójosiowego ściskania sterowany komputerem. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2000, s. 18-24.
[15] Świdziński W., Mieczyński J.: On the Measurement of Strains in the Traxial Test. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol.49 (2002), p. 23-41.
[16] Wilk K.: Badanie wodoprzepuszczalności gruntów spoistych akumulacji rzecznej. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2007, s. 32-37.
[17] Molisz R.,Werno M., Baran L.: Posadawianie nasypów na gruntach organicznych metodą wstępnej konsolidacji. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. W-wa, 1981.
[18] Meyer Z., Bednarek R.: Optymalizacja współczynnika filtracji torfu na podstawie badań konsolidacji. Inżynieria Morska I Geotechnika, nr 4/2009, s. 268-270.
[19] Bartoszewicz A., Damicz J., Jaromińska M.: Badania współczynnika filtracji gruntów organicznych. II Ogólnopolskie Sympozjum: „Współczesne Problemy Geologii Inżynierskiej w Polsce". Kiekrz k/Poznania, 1998.
[20] Gołębiewska A.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo SGGW. Warszawa, 2004.
[21] Molisz R.,Werno M., Baran L.: Budowa nasypu drogowego na torfie. Drogownictwo nr 1/1978, s. 21-23.
[22] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa, 2000.

ON HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF SELECTED PEAT FROM RZESZÓW AREA

Summary

The paper presents results of laboratory tests aiming at determining permeability coefficient of selected peat from the Rzeszów area. The tests were conducted by means of an advanced set for triaxial tests by GDS Instruments Ltd. on samples of undisturbed structure and diameter of 38 and 50 mm, collected at the depth of 1.35m below ground level, horizontal and vertical to the stratum. Two research methods were applied: *Constant Head* and *Constant Flow*. The result of the tests is determination of the values of permeability coefficient, depending on applied normal stress, selected test method, and direction of peat sampling to the stratum deposit. The tests showed that the peat has relatively low permeability, as the calculated values of filtration coefficients oscillated between 10^{-6} and 10^{10} m/s. It was also proved that the peat has anisotropic features.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Grzegorz STRAŻ[1]
Politechnika Rzeszowska

O WYZNACZANIU EDOMETRYCZNYCH MODUŁÓW ŚCIŚLIWOŚCI GRUNTÓW SŁABONOŚNYCH NA PRZYKŁADZIE NAMUŁU Z RZESZOWA

STRESZCZENIE

Namuły stanowią specyficzną grupę gruntów, cechującą się właściwościami charakterystycznymi zarówno dla gruntów mineralnych, jak i wysokoorganicznych, np. torfów, gdyż ich szkielet gruntowy może zawierać od 5% do 30% substancji organicznych [1]. Wiąże się z tym ich wyjątkowo duża odkształcalność pod wpływem obciążenia i mała wytrzymałość na ścinanie w porównaniu z gruntami mineralnymi, stąd też grunty te najczęściej traktowane są jako grunty słabe, co zdaniem autora nie w każdym przypadku jest właściwe. Dlatego w niniejszej pracy podjęto tematykę badań lokalnie występującego namułu w aspekcie określenia jego właściwości odkształceniowych poprzez wyznaczenie edometrycznych modułów ściśliwości i odprężenia.

Badania przeprowadzono wyłącznie na próbkach o nienaruszonej strukturze, wykorzystując w tym celu zespół niezależnych edometrów sprzężonych z automatycznym systemem gromadzenia danych GEOLAB. Analizując wyniki badań, podjęto próby ustalenia zależności pomiędzy wartościami uzyskanych modułów a przyrostem naprężeń normalnych w zakresie od 0 do 400 kPa. Z uwagi na charakterystyczne właściwości badanego ośrodka gruntowego, określono również współczynniki zmienności oznaczanych parametrów.

SŁOWA KLUCZOWE: namuły, grunty organiczne, edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej, edometryczny moduł ściśliwości wtórnej, edometryczny moduł odprężenia.

1. WPROWADZENIE

Grunty organiczne, w tym namuły, charakteryzują się wyjątkowo dużą odkształcalnością, mniejszymi w porównaniu z gruntami mineralnymi wartościami parametrów wytrzymałościowych oraz małą homogenicznością nawet na poziomie lokalnym. Właściwości te stanowią istotną przeszkodę w zagospodarowywaniu obszarów do celów budowlanych. Posadowienie obiektów budowlanych i konstrukcji inżynierskich na terenach, gdzie zalegają grunty organiczne, stwarza szereg problemów, z których najistotniejszymi są duże pionowe i poziome odkształcenia podłoża, pojawiające się podczas trwania budowy, jak

[1] gstraz@prz.edu.pl

i po jej zakończeniu. Mimo że grunty te są wyjątkowo trudnym i skomplikowanym medium badawczym, stanowią przedmiot zainteresowań wielu badaczy między innymi w kierunku opracowania modeli do szacowania osiadań tego typu podłoża [2,3,4,5]. Obecnie coraz częściej podejmowane są próby eksploracji terenów, gdzie zlokalizowane są grunty słabonośne, głównie z uwagi na fakt, iż typowe grunty budowlane, szczególnie na obszarach dużych metropolii czy ośrodków przemysłowych, stały się bardzo deficytowe, co potwierdza potrzebę prowadzenia odpowiednich badań i nadaje im aspekt praktyczny.

Posadowienie na terenach, na których zalegają grunty słabonośne z punktu widzenia technicznego, obecnie nie jest problemem. Problem zasadniczy stanowią jednak koszty, które szczególnie w przypadku inwestora indywidualnego o niewielkim budżecie często są nie do udźwignięcia. Dlatego zaistniała sytuacja wymaga podjęcia działań, których skutkiem może być sprowadzenie fundamentowania obiektów do stosunkowo taniego posadowienia bezpośredniego. Oczywiście należy przeprowadzić selekcję przypadków, dla których byłoby to możliwe na podstawie indywidualnie określanych i szacowanych ze szczególną ostrożnością wartości parametrów geotechnicznych podłoża. Dlatego w pracy przedstawiono zagadnienia dotyczące określania możliwości odkształceniowych lokalnie występującego słabonośnego gruntu organicznego – namułu rzeszowskiego.

2. METODYKA BADAŃ

Badania laboratoryjne mające na celu oszacowanie wartości parametrów odkształceniowych wybranej warstwy namułu przeprowadzono w oparciu o następujące założenia:

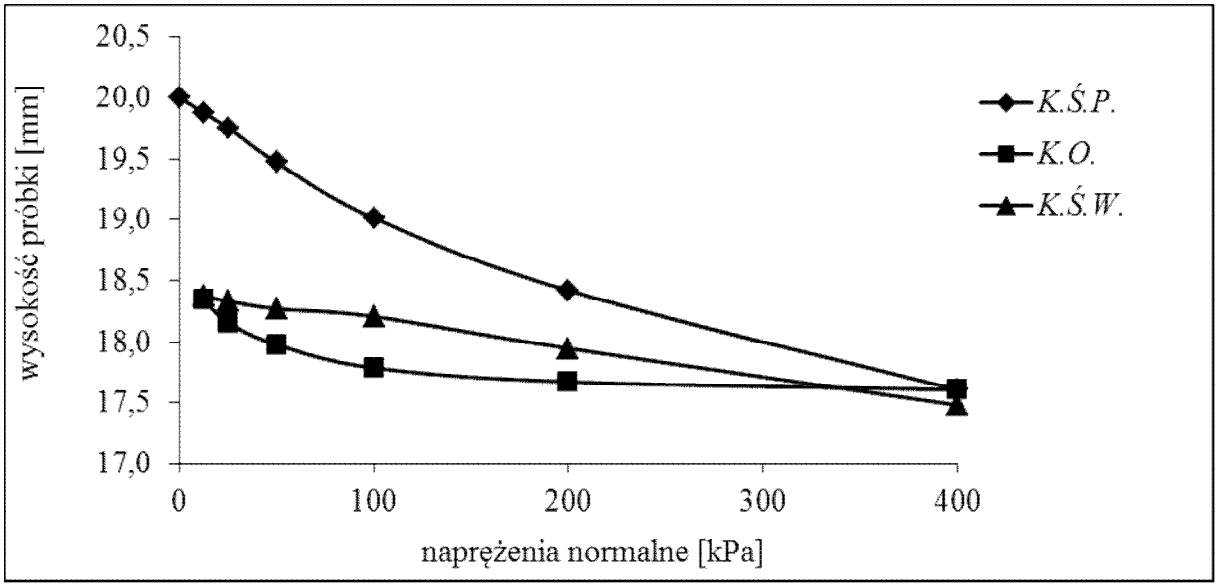
- Próbki do badań pobrano z jednakowej głębokości – 0,8m p.p.t., czyli ze środka warstwy namułu, prostopadle do warstwy.
- Każda z próbek została poddana badaniom laboratoryjnym w identycznych warunkach jak pozostałe.
- Zawartość części organicznych w próbkach zawierała się w zakresie od 9,73% do 11,76%, wilgotność naturalna od 33,32% do 39,96% a gęstość objętościowa od 1,60t/m^3 do 1,78 t/m^3.
- Wszystkie badania wybranego namułu z Rzeszowa przeprowadzono na próbkach o nienaruszonej strukturze *NNS* o średnicy 65mm i wysokości 20mm [6,7,8].
- Przeprowadzono 15 pełnych cykli badawczych w edometrach sprzężonych z automatycznym systemem gromadzenia danych GEOLAB.
- Obciążenie w edometrach zadawano w zakresie wywołującym naprężenia normalne od 0 do 400kPa, a kolejne stopnie różniły się o 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa oraz 200kPa.
- Po zadaniu maksymalnego przewidzianego obciążenia i ustabilizowaniu osiadań, próbki poddano procesowi odciążania i obciążania wtórnego zgodnie z normą [6].
- Ze względu na fakt, iż warstwa badanego namułu usytuowana była poniżej lokalnego zwierciadła wody gruntowej założono, że próbki znajdują się w stanie pełnego nasycenia i w trakcie badań zabezpieczono je przed utratą wilgotności.
- Przed badaniem próbki nie były poddawane wstępnej konsolidacji.
- W badaniach nie uwzględniono odkształceń własnych edometrów.

Należy zaznaczyć, iż pozyskanie próbek o nienaruszonej *NNS* gruntów organicznych ze względu miejscowe warunki gruntowo-wodne oraz ich odkształcalność jest bardzo trudne oraz czasochłonne. Problemy związane z pozyskaniem próbek o nienaruszonej strukturze do badań laboratoryjnych z lokalnie występujących gruntów organicznych: torfów i namułów autor przedstawił szczegółowo w publikacjach związanych z niniejszą tematyką [7,8].

3. WYNIKI BADAŃ

Prawidłowe oszacowanie odkształcalności podłoża zbudowanego z namułu jest bardzo trudne, głównie z uwagi na genezę tych gruntów, różną zawartość substancji organicznych w budowie ich szkieletu oraz szereg procesów destrukcyjnych działających na grunt w zależności od lokalnych warunków gruntowo-wodnych, np. mineralizacji czy humifikacji wtórnej [9,10]. Całkowity proces osiadania jest bardzo skomplikowany, gdyż jest sumą osiadań składowych w postaci początkowego, konsolidacyjnego i wtórnego osiadania gruntu. Sytuację dodatkowo komplikuje fakt, iż wszystkie te czynniki mogą wystąpić jednocześnie, a towarzyszący osiadaniom proces pełzania zależy od wyjątkowo trudnych do określenia właściwości reologicznych gruntu organicznego [11]. Bardzo istotną rolę odgrywa również czas trwania całego procesu osiadania, który wskutek efektu pełzania może być bardzo długi i jest zależny od stopnia nasycenia gruntu wodą. Dlatego w celu określenia parametrów charakteryzujących odkształcalność pod wpływem obciążenia gruntów organicznych, w tym przypadku namułu, przeprowadza się laboratoryjne badania edometryczne, mimo że z uwagi na złożoność procesu w pełni nie odzwierciedlają one przebiegu osiadania gruntu w naturze, lecz stanowią podstawę do dalszych badań w tym kierunku.

Na podstawie otrzymanych z badań próbek namułu wartości średnich odkształceń pionowych i właściwych naprężeń normalnych wykreślono krzywe ściśliwości pierwotnej (*K.Ś.P.)*, odprężenia (*K.O.)* oraz wtórnej (*K.Ś.W.)*, które zaprezentowano na poniższym rysunku 1.



Rys. 1. Wykres przedstawiający krzywe ściśliwości pierwotnej, odprężenia i wtórnej wykreślone na podstawie wartości średnich odkształceń uzyskanych z badań własnych.

Wykorzystując uzyskane podczas prowadzenia badań edometrycznych wartości odkształceń próbek namułu obliczono w oparciu o zalecenia normowe [6] wartości edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej, odprężenia i ściśliwości wtórnej. Rezultaty przeprowadzonych obliczeń poddane elementarnej analizie statystycznej zestawiono w tabelach (tab.1, tab.2, tab.3). Ze względu na niejednorodność rozpatrywanego namułu określono również współczynniki zmienności dla poszczególnych zakresów naprężeń.

O wartościach edometrycznych modułów ściśliwości decydują głównie: przyrost zadanego naprężenia, wilgotność naturalna oraz zawartość części organicznych. W związku z faktem, iż próbki namułu pochodziły z jednej warstwy geotechnicznej i wszystkie pobrano z takiej samej głębokości przez co charakteryzowały się zbliżonymi właściwościami ($W_{n,śr}$ = 36,79% $I_{om,śr}$ = 10,63%), przyjęto, że parametrem decydującym o wielkości modułów

jest przyrost zadanych naprężeń (1),(2),(3). W tabeli 1 zaprezentowano obliczone na podstawie badań własnych wartości edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej M_0.

Tabela 1. Empirycznie ustalone wartości edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej namułu.

Zmiana naprężeń normalnych działających na próbkę σ_N [kPa]	Przyrost naprężeń normalnych $\Delta\sigma_N$ [kPa]	Wartości edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej M_0 [kPa]			Współczynnik zmienności ν [-]
		Zakres wartości	Wartość uśredniona	Odchylenie standardowe	
0 -12,5	12,5	1785-2272	**2010**	145	0,07
12,5 – 25	12,5	1307-3553	**2017**	663	0,31
25 – 50	25	1148-3807	**2189**	912	0,42
50 – 100	50	1236-4267	**2342**	1079	0,46
100 – 200	100	1890-4974	**3006**	921	0,31
200 - 400	200	2900-6010	**4501**	806	0,18

Tabela 2 zawiera informacje na temat empirycznie określonych wartości edometrycznych modułów odprężenia M_{odpr} badanego namułu. Analizując zamieszczone w niej wyniki zaobserwowano, że wartości modułów odprężenia zarejestrowane podczas pierwszej fazy procesu odciążania (400-200kPa) są wyjątkowo duże w stosunku do pozostałych zakresów obciążeń. Przyczyną tego może być przyjęcie zbyt dużego, jak dla gruntów słabonośnych, obciążenia wywołującego naprężenia maksymalne równe 400kPa.

Tabela 2. Empirycznie ustalone wartości edometrycznych modułów odprężenia uzyskane dla namułu.

Zmiana naprężeń normalnych działających na próbkę σ_N [kPa]	Przyrost naprężeń normalnych $\Delta\sigma_N$ [kPa]	Wartości edometrycznego modułu odprężenia M_{odpr} [kPa]			Współczynnik zmienności ν [-]
		Zakres wartości	Wartość uśredniona	Odchylenie standardowe	
400 -200	200	42950-71500	**56496**	9273	0,16
200 – 100	100	9752-14130	**11985**	1354	0,11
100 – 50	50	3993-7030	**5189**	993	0,19
50 – 25	25	2021-3833	**2631**	540	0,21
25 – 12,5	12,5	707-1674	**1066**	323	0,30

Ustalone wartości edometrycznych modułów ściśliwości wtórnej M w aspekcie przyrostu naprężeń normalnych przedstawiono w tabeli 3.

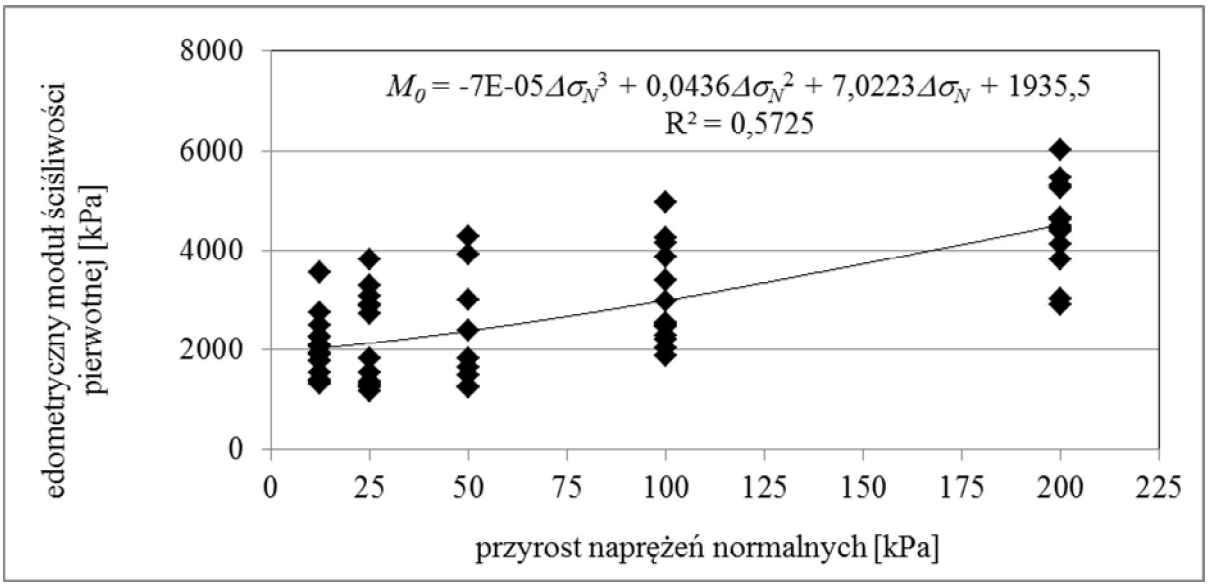
Tabela 3. Empirycznie ustalone wartości edometrycznych modułów ściśliwości wtórnej namułu.

Zmiana naprężeń normalnych działających na próbkę σ_N [kPa]	Przyrost naprężeń normalnych $\Delta\sigma_N$ [kPa]	Wartości edometrycznego modułu ściśliwości wtórnej M [kPa]			Współczynnik zmienności ν [-]
		Zakres wartości	Wartość uśredniona	Odchylenie standardowe	
12,5 – 25	12,5	21575-23775	**22923**	571	0,02
25 – 50	25	2640-7887	**5340**	2117	0,40
50 – 100	50	1107-5771	**2868**	1714	0,60
100 – 200	100	645-1296	**931**	212	0,23
200 - 400	200	404-569	**484**	51	0,11

Zależność pomiędzy empirycznie określonymi wartościami edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej namułu i przyrostem naprężeń normalnych przedstawiono na rysunku 2 oraz opisano następującym wzorem (1):

$$M_0 = -0{,}00007\Delta\sigma_N{}^3 - 0{,}0436\Delta\sigma_N{}^2 + 7{,}0223\Delta\sigma_N + 1935{,}5 \qquad (1)$$

gdzie: M_o – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej, $\Delta\sigma_N$ – przyrost naprężeń normalnych



Rys. 2. Korelacja pomiędzy wartościami edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej a przyrostem naprężeń normalnych.

Mimo, że wartości edometrycznych modułów odprężenia nie są parametrem często wykorzystywanym w geotechnice, ze względu na charakter badanego namułu, który jest gruntem słabonośnym, uznano za istotne również przedstawienie współzależności tego parametru od naprężeń normalnych. Powiązanie zobrazowano na wykresie (rys. 3) oraz scharakteryzowano wzorem (2):

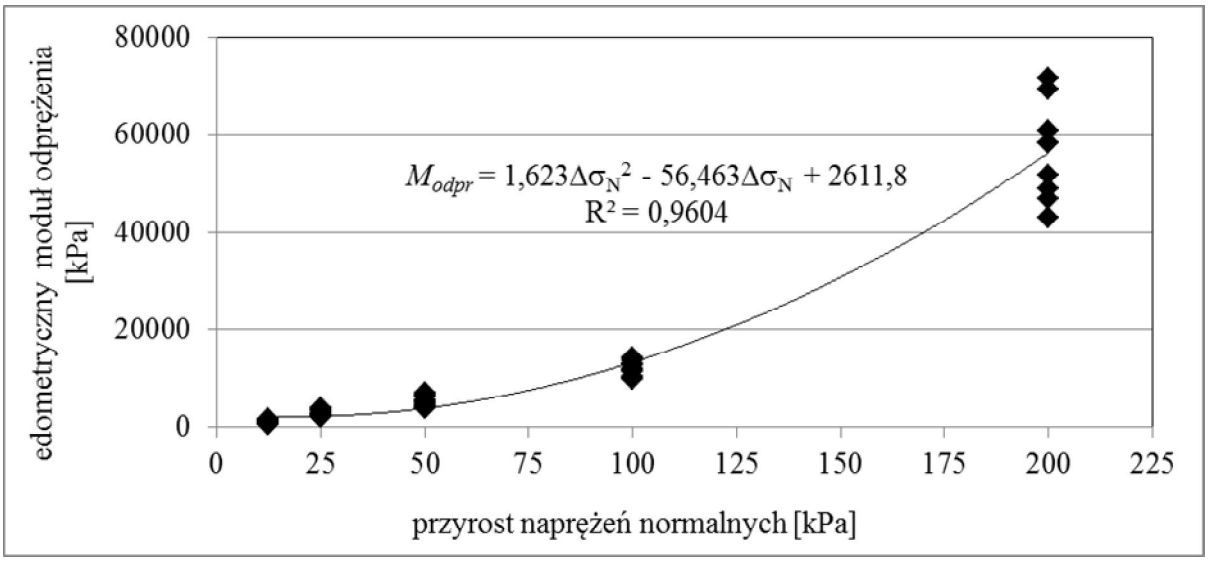
$$M_{odpr} = 1{,}623\Delta\sigma_N{}^2 - 56{,}463\Delta\sigma_N + 2611{,}8 \qquad (2)$$

gdzie: M_{odpr} – edometryczny moduł odprężenia, $\Delta\sigma_N$ – przyrost naprężeń normalnych

Na koniec ustalono zależność pomiędzy wartościami edometrycznych modułów ściśliwości wtórnej a przyrostem naprężeń normalnych. Dopasowanie przedstawiono w postaci graficznej na rysunku 4 oraz opisano następującym wzorem (3).

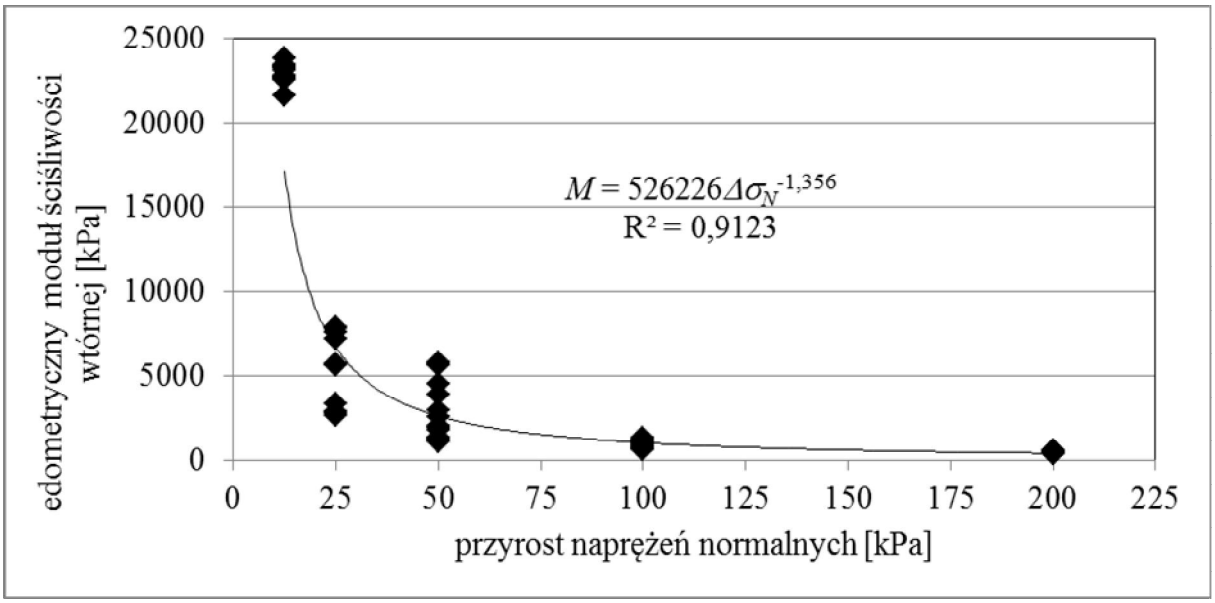
$$M = 526226\Delta\sigma_N{}^{-1{,}362} \qquad (3)$$

gdzie: M – edometryczny moduł ściśliwości wtórnej, $\Delta\sigma_N$ – przyrost naprężeń normalnych



Rys. 3. Korelacja pomiędzy wartościami edometrycznego modułu odprężenia a przyrostem naprężeń normalnych.

Zależności edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej (rys. 2) i odprężenia (rys. 3) od naprężeń normalnych najdokładniej odwzorowują funkcje wielomianowe, natomiast w przypadku edometrycznych modułów ściśliwości wtórnej – funkcja potęgowa (rys. 4). Współczynniki korelacji R, a w zasadzie ich kwadraty, przyjęły najkorzystniejsze wartości dla równań odzwierciedlających powiązania edometrycznych modułów odprężenia i ściśliwości wtórnej – powyżej 0,9. W przypadku edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej skorelowanie było znacznie mniejsze, a wartość kwadratu współczynnika korelacji R^2 wynosiła 0,57. Prawidłowość otrzymanych wartości edometrycznych modułów ściśliwości i odprężenia, będących rezultatem badań przeprowadzonych na próbkach namułu rzeszowskiego, potwierdzają materiały literaturowe [9,12,13].



Rys. 4. Korelacja pomiędzy wartościami edometrycznego modułu ściśliwości wtórnej a przyrostem naprężeń normalnych.

PODSUMOWANIE

Empiryczne wyznaczenie wartości edometrycznych modułów ściśliwości w przypadku organicznych gruntów słabonośnych, jakimi są namuły, jest procesem skomplikowanym oraz wyjątkowo czasochłonnym, głównie ze względu na utrudnienia związane z pozyskaniem próbek oraz czas, jaki jest niezbędny do ustabilizowania osiadań próbek w edometrach. Wiele problemów generuje również sposób zabezpieczenia próbek przed wpływem czynników zewnętrznych w trakcie trwania pełnego cyklu badawczego. Kluczowym czynnikiem jest właściwa metodologia badań, gdyż kryterium doboru wielkości obciążeń gruntów słabych nie zostało jeszcze normowo ustalone, jak w przypadku gruntów mineralnych. Przyjęcie zbyt dużych wartości może doprowadzić do zniszczenia próbek namułu już na etapie naprężeń pierwotnych, lecz na chwile obecną brak jest wytycznych w tej kwestii.

Analizując wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzonych na próbkach namułu rzeszowskiego stwierdzono, iż zakres uzyskanych wartości edometrycznych modułów ściśliwości pierwotnej, odkształcenia i ściśliwości wtórnej jest wyjątkowo szeroki. Wartości współczynników zmienności obliczone dla poszczególnych przyrostów naprężeń były w znacznym stopniu zróżnicowane. Potwierdziło to niejednorodność badanego ośrodka i przekłada się bezpośrednio na szeroki zakres otrzymanych wyników. Skonkretyzowane zależności (1),(2),(3) i trendy przedstawione na rysunkach 2,3,4 odzwierciedlają zachowanie badanego namułu poddanego normowemu obciążeniu pionowemu [6]. Należy jednak mieć na uwadze, że są one obarczone pewnym ryzykiem błędu wynikającym z braku możliwości odkształcenia próbek w kierunku poziomym, gdyż ogranicza je pierścień edometru. Dlatego bardzo trudno przewidzieć na ich podstawie rzeczywiste zachowanie namułu w złożu pod wpływem obciążenia budynkiem czy konstrukcją inżynierską, a pełne uwiarygodnienie wyników badań laboratoryjnych jest możliwe tylko poprzez ostrożne porównanie z rezultatami badań *„in situ”* przeprowadzonymi w maksymalnie zbliżonych warunkach.

Piśmiennictwo

[1] Polska Norma: PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.

[2] Bednarek R.: Identyfikacja edometrycznego modułu ściśliwości początkowej na podstawie badań konsolidacji gruntu organicznego. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2010, 417-422.

[3] Buca B., Molski P.: Uwagi do ustalania wartości charakterystycznych modułów ściśliwości pierwotnej namułów Delty Wisły. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2005,s.14-16.

[4] Meyer Z., Bednarek R.: Obliczanie osiadania długotrwałego torfów na podstawie badań laboratoryjnych. Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoży ekspansywnych. Wydawnictwo Uczelniane UTP, Bydgoszcz 2009.

[5] Meyer Z., Dereczennik M.: Effect of Consolidation on Compressibility Modulus in Organic Soil. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej, Geotechnika VIII. Szczecin, 1992.

[6] Polska Norma: PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.

[7] Straż G.: O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych. [w:] Bzówka J., Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa, Gliwice, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2011,s.143-151.

[8] Straż G.: Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namułów i torfów. Rzeszów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2011.

[9] Olchawa A.: Właściwości gruntowych kompozytów jako materiału do budowy obwałowań przeciwpowodziowych. Wydawnictwo IMUZ. Falenty, 2003.
[10] Jaremski J.: Parametry geotechniczne niektórych gruntów występujących na obszarze województwa podkarpackiego. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo, 97, s.421-430.
[11] Szymański A.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2007.
[12] Myślińska E.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania. Wydawnictwo Naukowe PWN SA. Warszawa, 2001.
[13] Pisarczyk S.: Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 2004.

ON DETERMINING OEDOMETRIC MODULI OF SOFT SOILS COMPRESSION ON THE EXAMPLE OF ORGANIC MUD FROM RZESZÓW

Summary

The paper presents results of laboratory tests aimed at determining compression parameters of the local organic mud. The tests were conducted exclusively on samples of intact structure, collected from the middle of a selected stratum. The result of the research is definition of geotechnical parameters of the selected organic mud from Rzeszów in the form of specific values of oedometric moduli of primary loading, unloading and reloading. Correlations between the values of the obtained parameters and normal strains were also determined. The tests confirmed a high non-homogeneity level of the soil, which is reflected by the values of the variation coefficients calculated for each normal stress increase. It was observed that as normal stress increases, values of oedometric moduli of secondary loading stabilize, which may be of utmost importance in designing foundations for this type of substrate.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Andrzej SUROWIECKI[1]
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu
Wojciech KOZŁOWSKI[2]
Politechnika Opolska
Marcin WASIAK
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

ANALIZA NUMERYCZNA STANU NAPRĘŻEŃ PODKŁADU KOLEJOWEGO W FUNKCJI PARAMETRÓW PODŁOŻA

STRESZCZENIE

Tematem referatu jest jakość współdziałania podstawowych elementów nawierzchni kolejowej. Przedmiotem analizy jest płaski stan naprężeń normalnych i stycznych w podkładzie kolejowym, pogrążonym w warstwie podsypki tłuczniowej o ustalonej grubości. Określono wartości i rozkład naprężeń, przy założeniu zmiennych parametrów dotyczących: materiału, z którego jest wykonany podkład oraz podłoża tworzonego przez podsypkę tłuczniową. Symulację eksploatacyjnego obciążenia teoretycznych modeli podkładów posadowionych na podsypce wykonano w programie numerycznym.

SŁOWA KLUCZOWE: nawierzchnia kolejowa, naprężenia normalne i styczne, model numeryczny

1. WPROWADZENIE

Podejmowany jest problem jakości współpracy podstawowych elementów nawierzchni kolejowej: podkładu i podsypki, w której podkład jest pogrążony. Właściwe funkcjonowanie poszczególnych elementów konstrukcji drogi szynowej i ich współdziałanie, którego efektem jest przekazywanie obciążenia eksploatacyjnego na podłoże w zakresie sprężystym naprężeń, nabiera szczególnego znaczenia wobec konieczności powiększania prędkości jazdy pociągów i poprawy komfortu podróży [1, 2, 3, 4]. Główną uwagę skupiono na opracowaniu tzw. mapy naprężeń normalnych i stycznych w podkładzie, w funkcji zmian wskaźnika zagęszczenia i zmian lokalizacji stref zagęszczenia podłoża podkładu.

Ocenę stanu „wytężenia" podkładu przeprowadzono na bazie modelowania numerycznego. Opracowane modele teoretyczne podkładu stanowią prostopadłościenną belkę zamodelowaną elementem tarczowym, podpartą w sposób ciągły (na długości) w ośrodku

[1] andrzej.surowiecki@up.wroc.pl
[2] w.kozlowski@po.opole.pl

ziarnistym typu podsypka tłuczniowa. Rozpatrywane są dwa rodzaje podkładów, skrajnie różniące się cechami mechanicznymi i charakterem reakcji wobec zmian strukturalnych w podłożu.

Ocena funkcjonowania modeli podkładów w zmiennych warunkach podparcia została wykonana w oparciu o sporządzone wykresy rozkładu wartości naprężeń w profilu podłużnym podkładu. Obciążenie modeli zrealizowano na zasadzie symulacji nacisków eksploatacyjnych, przyłożonych jako siły statyczne pionowe w strefach przytwierdzenia szyn. Narzędziem symulacji oraz analizy wyszczególnionych powyżej wielkości był program numeryczny Autodesk Robot Structural Analysis 2010. Tego typu aplikacja umożliwiła wygenerowanie modelu obliczeniowego konstrukcji o parametrach znacznie zbliżonych do rzeczywistych.

W szczególności przedstawiono: modele badawcze; wykresy wartości naprężeń i amplitud maksymalnych naprężeń w modelach podkładów dla poszczególnych schematów zagęszczenia podłoża.

2. MODELE I METODA BADAWCZA

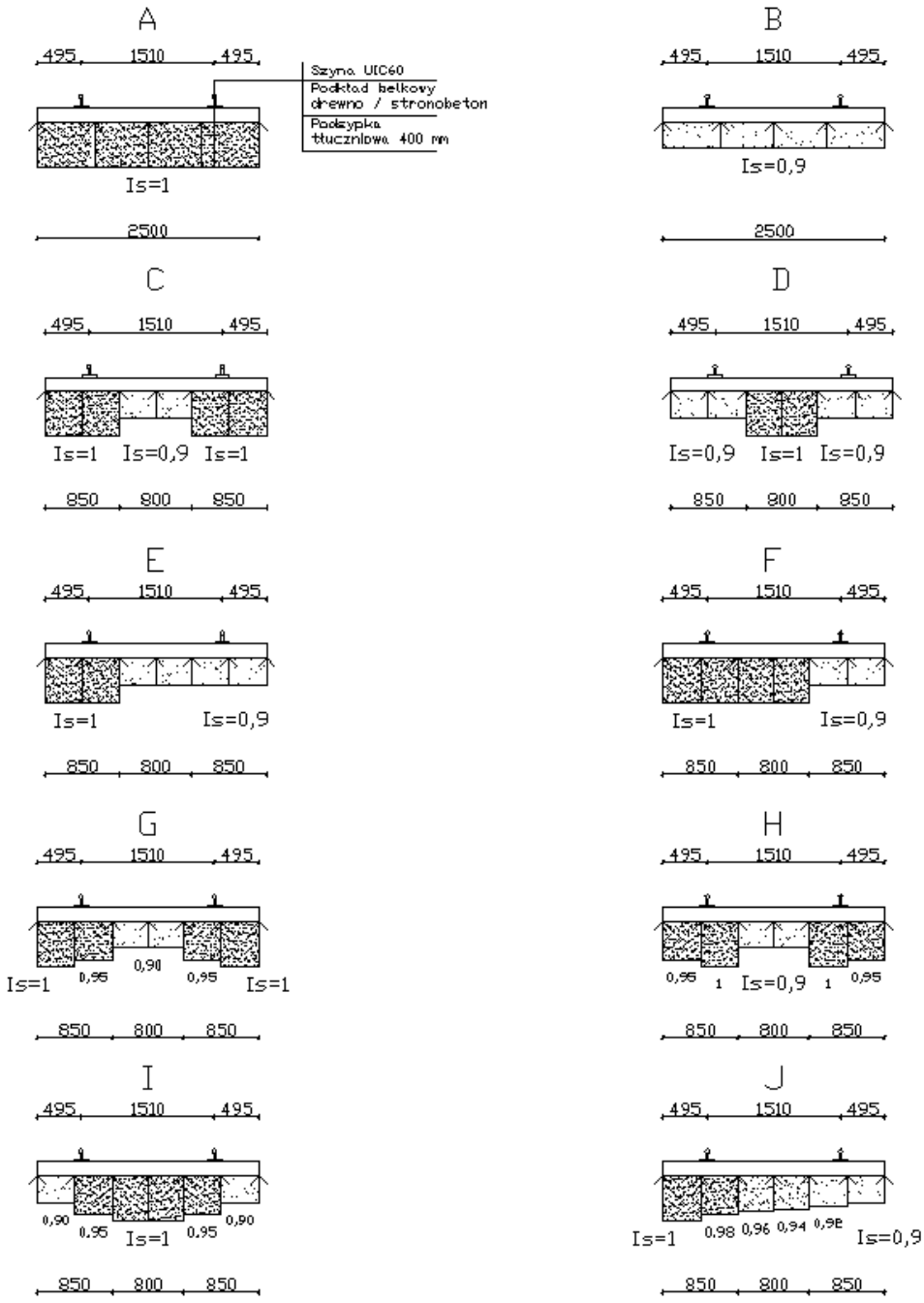
Jak wiadomo, w rzeczywistych warunkach naciski osi pojazdów przejmowane są przez ruszt torowy w strefie tzw. aktywnej (przemieszczającej się wraz z poruszającym się pojazdem), o zasięgu kilku lub kilkunastu podkładów. W omawianych badaniach posłużono się uproszczeniem zakładając, że oś pojazdu jest nieruchoma i nacisk przejmowany jest przez pojedynczy podkład. Kolejne założenie dotyczy prostego odcinka toru. Celem założenia było wyeliminowanie problemu przechyłki występującej w łuku poziomym.

Kształt podkładów strunobetonowych uproszczono, traktując je jak belki o niezmiennym na długości przekroju poprzecznym. Analizie poddano następujące typy podkładów: strunobetonowe PS-94 i PS-83, drewniane IB typu C40 (z drewna sosnowego) i IB typu D70 (dębowe).

Modele badawcze, złożone z dwóch elementów: podkładu i podłoża (ośrodek ziarnisty) przedstawiono na rysunku 1 [5].

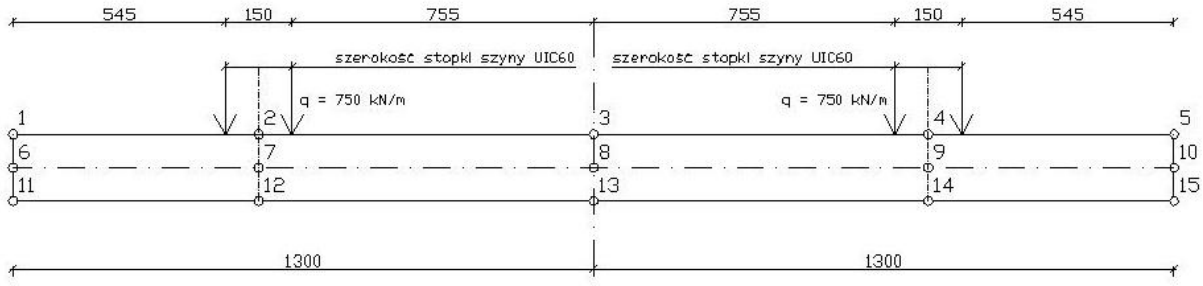
Podłożem podkładu jest warstwa ośrodka ziarnistego (podsypka z tłucznia granitowego frakcji 31,5/63 mm) o grubości warstwy 0,4 m. Lokalizacja stref zagęszczenia wynika z rysunku 1. Natomiast wartości wskaźnika zagęszczenia przyjęto w zakresie 0,9-1,0. Zaprojektowanym wskaźnikom zagęszczenia I_s odpowiadają następujące wartości sztywności podłoża K: $I_s = 0{,}9 \rightarrow K = 134{,}47$ MPa; $I_s = 0{,}90 \rightarrow K = 134{,}47$ MPa; $I_s = 0{,}92 \rightarrow K = 135{,}76$ MPa; $I_s = 0{,}94 \rightarrow K = 137{,}05$ MPa; $I_s = 0{,}95 \rightarrow K = 137{,}68$ MPa; $I_s = 0{,}96 \rightarrow K = 138{,}31$ MPa; $I_s = 0{,}98 \rightarrow K = 139{,}56$ MPa; $I_s = 1{,}00 \rightarrow K = 140{,}79$ MPa.

Problem modelowania obciążenia eksploatacyjnego (nacisk osi pojazdu $Q = 221$ kN) rozwiązano po przetransformowaniu wartości $0{,}5 \cdot Q$ na dwa równomiernie rozłożone pasma obciążenia o intensywności $q = 750$ kN/m. Pasma te przyłożono w górnej płaszczyźnie podkładu w miejscach lokalizacji szyn, na długości równej wymiarowi szerokości podkładki podszynowej.



Rys. 1. Modele badawcze, złożone z dwóch elementów: podkład i podłoże (modelowany przekrój poprzeczny toru kolejowego) [5]

Oszacowanie wartości naprężeń w podkładach wykonano w charakterystycznych punktach przekroju podłużnego, założonych: w osi poziomej, na krawędzi górnej i dolnej podkładu, w pionowej osi symetrii podkładu, w pionowych przekrojach podkładu pod osiami symetrii szyn oraz na skrajnych krawędziach podkładu. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych w przekroju podłużnym podkładu znajduje się na rysunku 2 [5].



Rys. 2. Rozmieszczenie punktów pomiaru pionowych przemieszczeń w modelu podkładu (przekrój pionowy podłużny) [5]

W przypadku podkładów strunobetonowych istotne jest wstępne sprężenie. Efekt sprężenia zamodelowano wprowadzając wirtualne siły ściskające w strefę osi podłużnej podkładu [5]. Z informacji otrzymanych od producenta komponentów nawierzchni kolejowej wynika, że siła sprężająca podkład typu PS-83 i PS-94 wynosi kolejno (po uwzględnieniu strat): 300 kN i 310 kN. Sprężenie w podkładzie typu PS-83 zamodelowano więc w osi podłużnej podkładu przy zastosowaniu trzynastu elementarnych sił ściskających o wartości Q_i = 24 kN, zlokalizowanych w jednej linii poziomej, obustronnie względem poprzecznej osi symetrii podkładu. Natomiast model sprężenia podkładu PS-94 zawiera trzynaście sił elementarnych o wartości Q_i = 12 kN, zlokalizowanych w dwóch trajektoriach poziomych, tworzonych przez osie środków ciężkości zbrojenia górnego i dolnego.

3. REZULTATY ANALIZY NUMERYCZNEJ ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ W ODELACH PODKŁADU

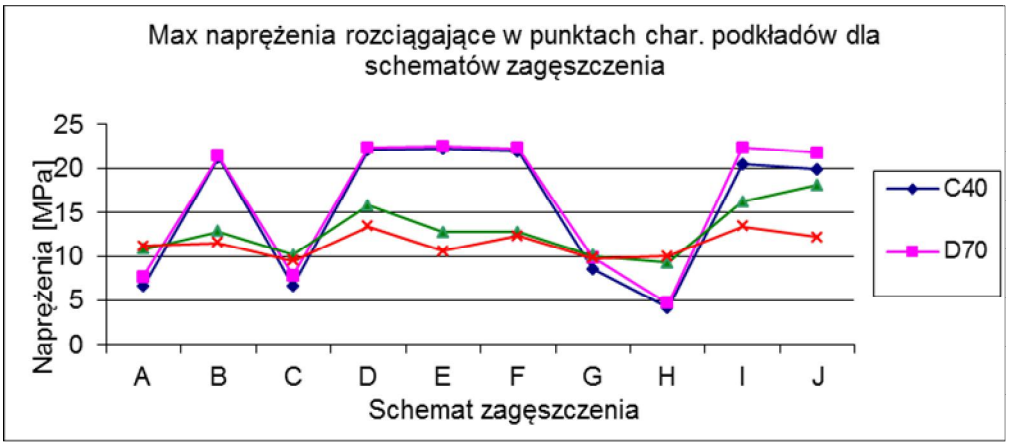
3.1. Naprężenia normalne

Jako rezultat działań numerycznych otrzymano zbiór wartości: największych naprężeń normalnych $\sigma_{max}^{(+)}$, największych naprężeń normalnych $\sigma_{max}^{(-)}$, największych amplitud naprężeń normalnych (+) i (-), najmniejszych naprężeń normalnych $\sigma_{min}^{(+)}$, najmniejszych naprężeń normalnych $\sigma_{min}^{(-)}$, najmniejszych amplitud naprężeń normalnych (+) i (-).

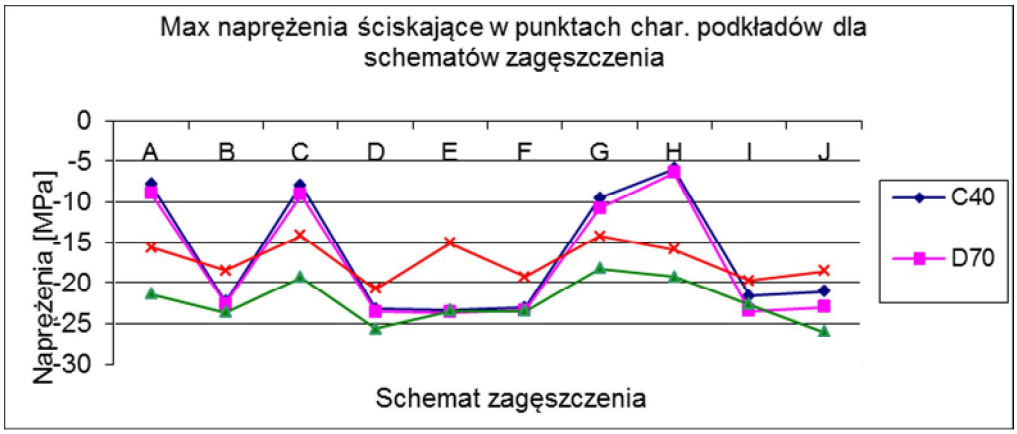
Rysunek 3 ilustruje wartości maksymalnych naprężeń normalnych rozciągających ($\sigma_r > 0$) w funkcji rodzaju podkładu i sposobu podparcia podkładu na podsypce [5].

Na rysunku 4 przedstawiono kształtowanie się wartości maksymalnych naprężeń ściskających ($\sigma_c < 0$), podobnie jak poprzednio, zależnie od rodzaju podkładu i sposobu podparcia podkładu na podsypce [5].

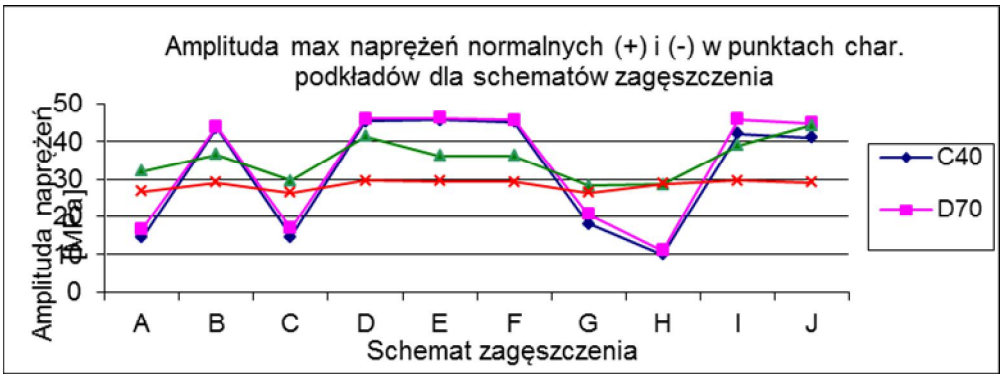
Natomiast rysunek 5 jest prezentacją wartości amplitud maksymalnych naprężeń normalnych (+) i (-) w poszczególnych modelach badawczych *A-J*, w odniesieniu do czterech analizowanych rodzajów podkładów.



Rys. 3. Wartości maksymalnych naprężeń normalnych rozciągających ($\sigma_r > 0$) w funkcji rodzaju podkładu i sposobu podparcia podkładu na podsypce [5]



Rys. 4. Wartości maksymalnych naprężeń normalnych ściskających ($\sigma_r < 0$) w funkcji rodzaju podkładu i sposobu podparcia podkładu na podsypce [5]



Rys. 5. Amplituda maksymalnych naprężeń normalnych (+) i (-) w poszczególnych modelach badawczych *A-J*, zależnie od rodzaju podkładu [5]

W oparciu o powyższe rezultaty badań sformułowano wnioski:

1) Najbardziej korzystnymi modelami podkładu posadowionego na podsypce (z uwagi na wartości naprężeń normalnych i ich amplitudy) są te, w których maksymalne zagęszczenie podsypki występuje w strefie pod szynami, czyli w obszarze przyłożenia obciążenia eksploatacyjnego (modele *H, A, C*). W tych modelach max naprężenia (+) i (-) wykazują wartości najniższe w podkładach drewnianych.
2) Najbardziej niekorzystnymi modelami (ze względu na wartości naprężeń normalnych i ich amplitudy) są modele *E, D, F, B, I, J,* w których stopień zagęszczenia podsypki pod strefą

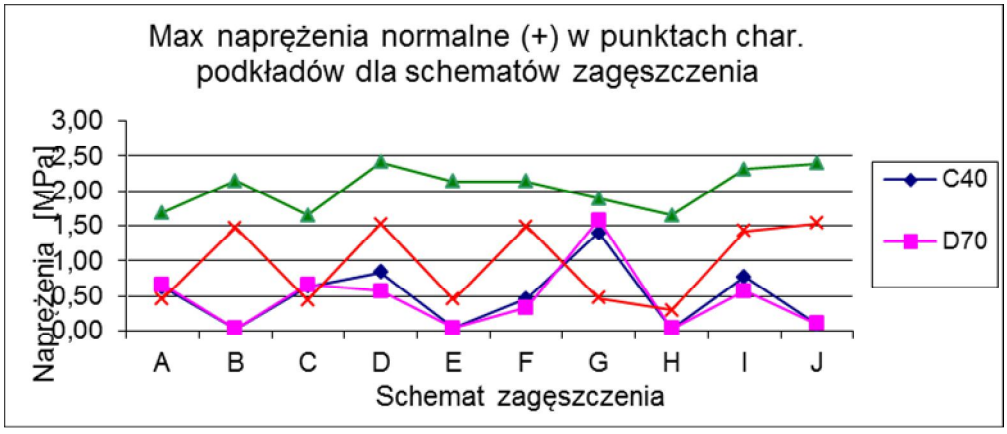
obciążenia jest niezadawalający lub struktura zagęszczenia podsypki jest asymetryczna. W tych modelach max naprężenia (+) i (-) osiągają wartości najniższe w podkładach strunobetonowych.

3) Najniższe amplitudy naprężeń normalnych stwierdzono dla wszystkich typów podkładów w modelach *H, A, C*, należących do najbardziej korzystnych (symetryczny rozkład zagęszczenia podsypki i maksymalne zagęszczenie w strefach pod szynami).
4) Podkład strunobetonowy typu PS-94 nie wykazuje najniższych wartości naprężeń normalnych, jednak jego charakter pracy jest najbardziej stabilny, ponieważ zmiany wartości maksymalnych naprężeń i amplitud w zależności od zmian struktury zagęszczenia podsypki pod podkładem są niewielkie.

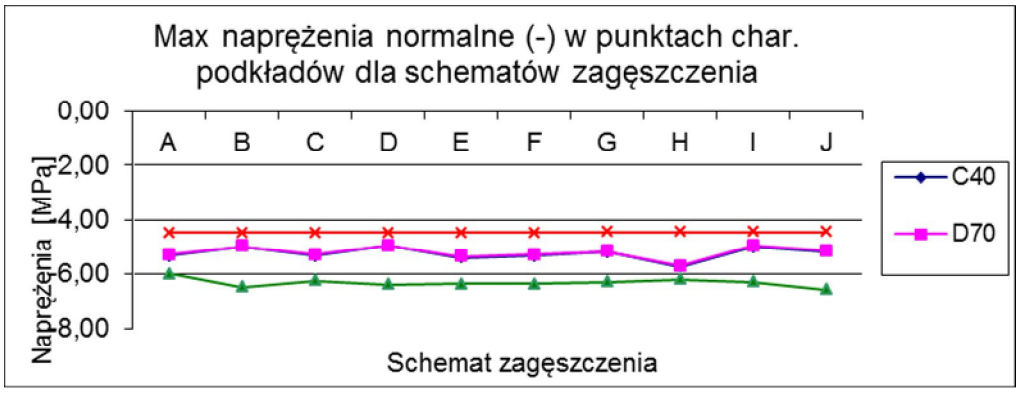
3.2. Naprężenia styczne

Wyniki badań przedstawione są w postaci wykresów na rysunkach:

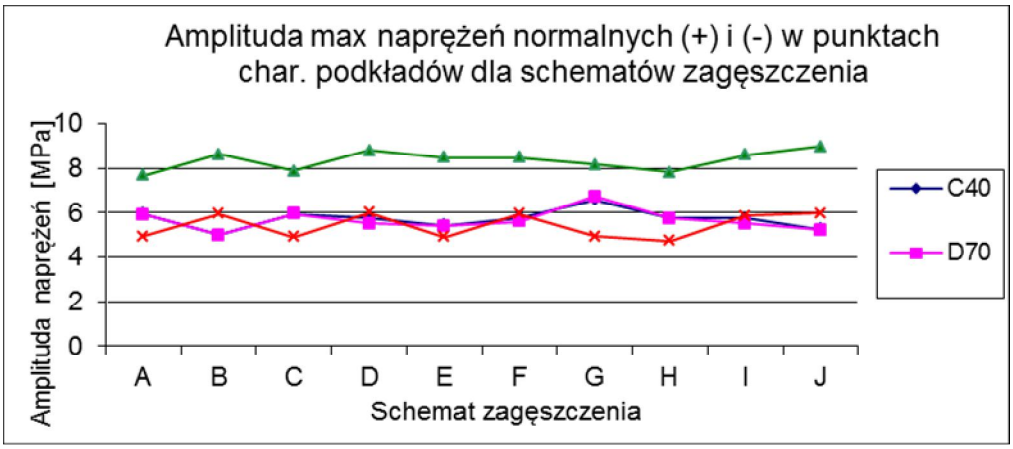
- rys. 6: maksymalne naprężenia styczne (+) w modelach podkładów w zależności od schematu zagęszczenia podsypki;
- rys. 7: maksymalne naprężenia styczne (-) w modelach podkładów w zależności od schematu zagęszczenia podsypki;
- rys. 8: amplituda max naprężeń stycznych (+) i (-) w modelach podkładów, zależnie od schematu zagęszczenia podsypki.



Rys.6. Maksymalne naprężenia styczne (+) w modelach podkładów w zależności od schematu zagęszczenia podsypki [5]



Rys.7. Maksymalne naprężenia styczne (-) w modelach podkładów w zależności od schematu zagęszczenia podsypki [5]



Rys. 8. Amplituda max naprężeń stycznych (+) i (-) w modelach podkładów, zależnie od schematu zagęszczenia podsypki [5]

Rezultaty pomiarów naprężeń stycznych prowadzą do stwierdzeń:

1) Biorąc pod uwagę stan naprężeń stycznych (+), oba badane rodzaje podkładów (drewniane i strunobetonowe) dość dynamicznie reagują na zmiany podparcia w podłożu (rozmieszczenie stref zagęszczenia i wartość wskaźnika zagęszczenia. Wartości naprężeń w podkładach drewnianych kształtują się na poziomie najniższym, co jest niewątpliwie zaletą. Oba typy podkładów drewnianych (miękkie i twarde drewno) zachowują się podobnie – wartości tych naprężeń są zbliżone w poszczególnych modelach zagęszczenia podłoża. Prawidłowość taka nie występuje w przypadku podkładów strunobetonowych: największe wartości naprężeń wykazuje podkład PS-83. Pomimo zaobserwowanego największego stanu wytężenia (rys. 6) podkład PS-83 okazał się najbardziej stabilny wobec zmian warunków podparcia.
2) Rozpatrując wykresy naprężeń stycznych (-) przedstawione na rysunku 7, najbardziej stabilnym okazał się podkład strunobetonowy PS-94 (najmniejsze wartości naprężeń stycznych i brak jakiejkolwiek zmiany wartości naprężeń wobec zmian warunków posadowienia). Największe wartości analizowanych naprężeń wystąpiły ponownie w podkładzie PS-83. Natomiast wartości pośrednie naprężeń i stricte jednakowe odnotowano w modelach z podkładami drewnianymi.
3) Z wykresów amplitud maksymalnych naprężeń (+) i (-) wywnioskowano (rys. 8):
   - najkorzystniej zachowuje się podkład PS-94 (najmniejsze wartości amplitud i umiarkowane ich wahania),
   - wartości amplitud naprężeń w obu typach podkładów drewnianych (różniących się zasadniczo twardością komponentu) są praktycznie jednakowe,
   - największe wartości amplitud naprężeń wykazuje podkład PS-83, jednak ich wahania w zależności od zmian stanu zagęszczenia ośrodka ziarnistego w podłożu są nieznaczne.
4) Podkład strunobetonowy PS-94 wykazuje wyjątkową stabilność pracy w nawierzchni (rys. 7), niezależnie od konfiguracji stref zagęszczenia w podsypce (symetria lub asymetria). Wydaje się być wysoce niezawodnym elementem drogi kolejowej, odpowiednim dla szlaków na których planowana jest jazda pociągów ze znaczną prędkością i o dużej masie brutto. Z wykresów na rysunkach 6, 7, 8 wynika, że podkłady strunobetonowe PS-83, należące do starszej generacji rodziny tych elementów (krótsze, wytwarzane z niższej klasy betonu i inaczej sprężane niż podkłady PS-94) funkcjonują nieefektywnie. Z powyższych rozważań wynika następująca konkluzja: ewolucja sprężonych elementów nawierzchni kolejowej postępuje we właściwym kierunku i przyczynia się do bardziej efektywnego użytkowania tego typu konstrukcji.

4. PODSUMOWANIE

Analiza modeli podkładów w zmiennych warunkach podparcia na podsypce wykazała między innymi pozytywną cechę zachowania się podkładów strunobetonowych typu PS-94 w odniesieniu do podkładów strunobetonowych starszego typu (PS-83). Tą cechą jest stabilność, czyli utrzymanie „reżimu" niewielkich zmian stanu naprężeń normalnych i amplitud wobec zmian struktury zagęszczenia podsypki (symetria lub asymetria stref zagęszczenia), będących wynikiem zaniedbań w utrzymaniu toru albo wystąpienia nagłej lokalnej destrukcji podłoża, wygenerowanej sytuacją kryzysową (np. wysoki poziom wody gruntowej i jej filtracja).

Rezultaty wykonanych obliczeń numerycznych stanowią potwierdzenie obowiązującej w praktyce zasady zagęszczania podsypki w strefie podszynowej. Ponadto, odnośnie podkładów strunobetonowych, istotny jest wpływ lokalizacji strefy intensywnego zagęszczenia podsypki na generowanie uszkodzeń tych podkładów, na przykład pęknięcia górnej płaszczyzny podkładu w jego strefie środkowej. Źródłem pochodzenia tych pęknięć jest praca obciążonego eksploatacyjnie podkładu według schematu statycznego belki z obustronnymi wspornikami, podpartej w pionowej osi symetrii.

Piśmiennictwo

[1] Id-3 Warunki Techniczne Utrzymania Podtorza Kolejowego. PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Warszawa 2009.
[2] Standardy Techniczne-Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $v \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i $v \leq 250$ km/h dla taboru z wychylnym nadwoziem. Centrum Naukowo Techniczne Kolejnictwa, Warszawa 2009.
[3] Surowiecki A.: Podstawy teorii nawierzchni dróg szynowych. Wykłady dla studiów doktoranckich. Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Budownictwa, Wrocław 2011.
[4] Surowiecki A.: Prędkość jazdy jako parametr w technice transportu szynowego. Projekt badawczy PWr., Politechnika Wrocławska, Instytut Konstrukcji i Eksploatacji Maszyn, Zakład Logistyki Transportu, Wrocław 2010.
[5] Wasiak M.: Analiza współpracy podkładu kolejowego z podłożem. Pr. magisterska. Promotor: Surowiecki A., Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Budownictwa, Wrocław 2011.

NUMERICAL ANALYSIS OF STRESS STATE OF RAILWAY SLEEPER IN THE VARIABLE CONDITIONS OF SUPPORT

Summary

There were analyzed state of the normal and shearing stress state in the railway sleeper, immersed in the broken stone backfill layer fixed thickness and unchanging characteristics of endurance. There were specified values and stress distribution, assuming the variables: material, it was made of foundation and ground created by the broken stone ballast. Operational load simulation situated on ballasted sleepers were made in the numerical program..

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Zenon SZYPCIO[1]
Politechnika Białostocka

WSPÓŁCZYNNIKI PARCIA I ODPORU DLA MAŁYCH WARTOŚCI KĄTA ν

STRESZCZENIE

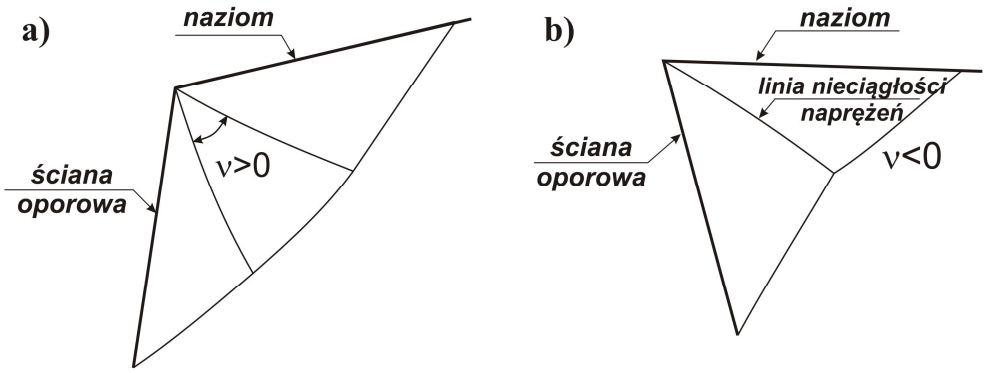
W pracy przedstawiono graniczne wartości współczynników parcia i odporu obliczone ze wzorów podanych w Eorokodzie 7 i Müller-Breslau-Sokołowskiego. Wartości współczynników parcia i odporu Müller-Breslau-Sokołowskiego otrzymano korzystając z programu GEO 5. Eurokod 7 proponuje stosowanie podanych wzorów tylko dla dodatnich wartości kąta wypukłości ν, gdy w obszarze uplastycznienia nie ma linii nieciągłości naprężeń. W pracy pokazano, że dla bezwzględnie małych wartości kąta ν, najczęściej spotykanych w inżynierskiej praktyce, można stosować wzory podane w Eurokodzie 7 również dla ujemnych wartości kąta wypukłości ν. Różne wartości współczynników parcia i odporu otrzymane z różnych teorii zależą głównie od wartości kata tarcia wewnętrznego φ i kąta tarcia gruntu o konstrukcję δ, a nie od znaku kąta wypukłości ν. Nawet dla dodatnich wartości kąta ν różnice są znaczne i w wielu przypadkach, szczególnie odporu, mogą prowadzić do zmniejszenia bezpieczeństwa projektowanej konstrukcji. Współczynniki parcia i odporu mogą być określone wzorami podanymi w Eurokodzie 7 tylko dla bezwzględnie małych wartości kąta ν, niezależnie od znaku.

SŁOWA KLUCZOWE: ściany oporowe, parcie i odpór gruntu

1. WPROWADZENIE

Zagadnienie parcia i odporu gruntu jest najstarszym zagadnieniem mechaniki gruntów. Przy prostszych [1,2] lub bardziej złożonych założeniach [3,4] wyznaczono wzory do obliczeń współczynników parcia i odporu, które podano w książkach mechaniki gruntów [1,2] lub normach [5,6]. Teoretycznie zagadnienia uplastycznienia gruntu za ścianą muru oporowego rozpatrywano w pracach [2,3,4]. Uproszczone analitycznie rozwiązanie tego zagadnienia podano w pracy [4]. Dla kąta wypukłości $\nu > 0$ (rys. 1.a) w obszarze uplastycznienia występują trzy zaś dla $\nu < 0$ dwa podobszary (rys. 1.b).

[1] z.szypcio@pb.edu.pl

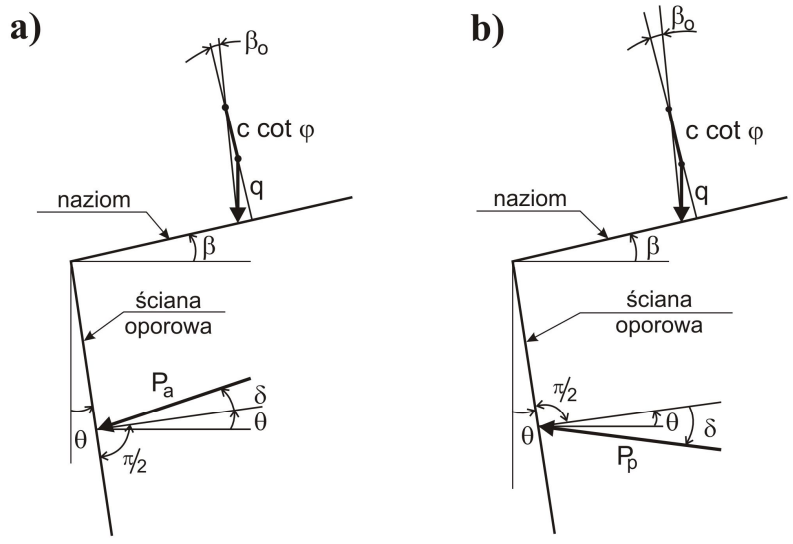


Rys. 1. Schemat obszaru uplastycznienia: a) $\nu > 0$, b) $\nu < 0$

Jeśli $\nu < 0$ to w obszarze uplastycznienia występuje linia nieciągłości naprężeń będąca granicą obu podobszarów [2,3,7]. W pracy [4] podano wzory na wartości współczynników parcia i odporu. Są one jednak skomplikowane i niewygodne do stosowania w praktyce. Wzory określające wartości współczynników parcia i odporu podane w Eurokodzie 7 [6] skomentowano w pracy [8]. Eurokod 7 [6] zastrzega jednak stosowanie tych wzorów jedynie dla przypadków dodatnich wartości kąta wypukłości ν. W pracy pokazano, że dla bezwzględnie małych wartości kąta ν, nawet dla jego ujemnych wartości, błąd obliczeń współczynników parcia za pomocą wzorów podanych w Eurokodzie 7 nie jest duży. Wartości współczynników odporu dla wielu przypadków są znacznie zaniżone i stosowanie wzoru podanego w Eurokodzie 7 może prowadzić do przyjęcia nieekonomicznych rozwiązań.

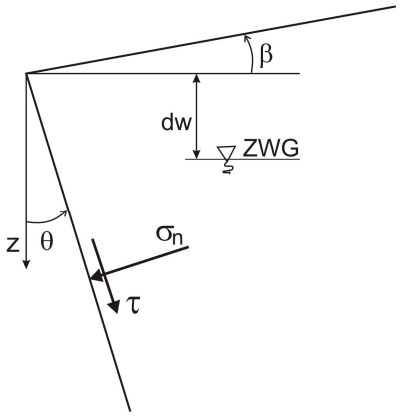
2. WSPÓŁCZYNNIKI PARCIA I ODPORU WEDŁUG EUROKODU 7

Dla obliczeń współczynników parcia i odporu konwencja oznaczeń geometrii zagadnienia pokazana jest na rysunku 2 [6].



Rys. 2. Konwencja oznaczeń przy obliczeniach granicznego nacisku [6]: a) parcia, b) odporu

Składowa normalna nacisku jednostkowego (σ_n) na ścianę muru oporowego (rys. 3) może być wyrażona wzorami (1.a, 1.b).



Rys. 3. Składowa normalna i styczna nacisku gruntu na ścianę muru oporowego

$$\sigma_{an} = K_{a\gamma}\left(\int_0^z (\gamma dz - u)\right) + K_{aq}q + K_{ac}c \tag{1.a}$$

$$\sigma_{pn} = K_{p\gamma}\left(\int_0^z (\gamma dz - u)\right) + K_{pq}q + K_{pc}c \tag{1.b}$$

gdzie: σ_{an} – składowa normalna parcia granicznego, σ_{pn} – składowa normalna odporu granicznego, q – obciążenie jednostkowe naziomu, c – kohezja gruntu. $u = \gamma_w(z - d_w)$ – ciśnienie wody na poziomie z, zaś $K_{a\gamma}$, K_{aq}, K_{ac}, $K_{p\gamma}$, K_{pq}, K_{pc} współczynniki obliczone ze wzorów:

$$\left.\begin{matrix} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{matrix}\right\} = K_n \cos\beta_0 \cos(\beta - \theta) \tag{2.a}$$

$$\left.\begin{matrix} K_{aq} \\ K_{pq} \end{matrix}\right\} = K_n \cos^2\beta_0 \tag{2.b}$$

$$\left.\begin{matrix} K_{ac} \\ K_{pc} \end{matrix}\right\} = (K_n - 1)\cot\varphi \tag{2.c}$$

gdzie:

$$K_n = \frac{1 \pm \sin\varphi \sin(2m_w \pm \varphi)}{1 \mp \sin\varphi \sin(2m_t \pm \varphi)} \exp(\pm 2\nu \tan\varphi) \tag{2.d}$$

$$2m_t = \arccos\left(\frac{-\sin\beta}{\pm\sin\varphi}\right) \mp \sin\varphi - \beta_0 \tag{2.e}$$

$$2m_w = \arccos\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi}\right) \mp \sin\varphi \mp \delta \tag{2.f}$$

Kąt wypukłości

$$\nu = m_t + \beta_0 - m_w - \theta \tag{2.g}$$

wyrażony w radianach. Znaki górne dotyczą odporu (parcia biernego) zaś dolne (parcia czynnego). Naprężenie styczne jest wyrażone wzorem:

$$\tau = \pm\sigma_n \tan\delta \pm a \tag{3}$$

gdzie: a jest adhezją [6,8].

Zauważmy, że we wzorach podanych w Eurokodzie 7 całkowite naciski są sumą nacisku od ciężaru zasypki, obciążenia naziomu i wpływu kohezji. Przy braku obciążenia naziomu ($q = 0$) dla gruntu sypkiego ($c = 0$) kąt β_0 nie może być określony według procedury podanej w normie (rys. 2). Eurokod 7 [6] zaleca przyjmować $\beta = \beta_0$ i ogranicza stosowanie wzorów tylko dla przypadków o dodatniej wartości kąta wypukłości v. Zauważmy, że ciśnienie wody zawsze działa prostopadle do ściany i algebraiczne sumowanie oddziaływania zasypki i parcia wody może być wykonane jedynie przy obliczeniach składowej normalnej parcia. Całkowanie we wzorach (1.a) i (1.b) umożliwia uwzględnienie zmian ciężaru zasypki wraz z głębokością wynikającą ze statycznego (wyporu) lub dynamicznego (ciśnienia spływowego) oddziaływania wody.

3. WSPÓŁCZYNNIKI $K_{a\gamma}$ i $K_{p\gamma}$

Dla spotykanych najczęściej w praktyce inżynierskiej przypadków policzono wartości $K_{a\gamma}$ i $K_{p\gamma}$ ze wzoru (2.a) dla $\beta = \beta_0$, oznaczając odpowiednio jako K_a^E i K_p^E zaś wartości tych współczynników otrzymane z teorii Müller-Breslau-Sokołowskiego oznaczono jako K_a^S i K_p^S. Wartości współczynników K_a^S i K_p^S otrzymano z korzystając z programu GEO 5 [9]. Otrzymane z obliczeń wartości współczynników parcia i odporu dla wybranych przypadków podano w tablicy 1.

Tablica 1. Współczynniki parcia i odporu według: Eurokodu 7 i Müller–Breslau–Sokołowskiego

WIELKOŚCI				**PARCIE**				**ODPÓR**			
φ	δ	θ	β	v	EC 7	Müller-Breslau - Sokołowski	znorm. wsp. parcia	v	EC 7	Müller-Breslau - Sokołowski	znorm. wsp. odporu
[°]				[°]	K_a^E	K_a^S	k_a^E	[°]	K_p^E	K_p^S	k_p^E
20	0	-10	-10	20,3	0,398	0,391	1,018	-10,3	1,706	1,532	1,114
			0	10,0	0,425	0,433	0,982	10,0	2,280	2,363	0,965
			10	-0,3	0,485	0,500	0,970	30,3	2,682	2,868	0,935
	10		-10	30,5	0,361	0,344	1,049	10,0	2,072	1,885	1,099
			0	20,3	0,386	0,385	1,003	30,3	2,768	2,907	0,952
			10	10,0	0,440	0,455	0,967	50,5	3,257	3,528	0,923
	20		-10	55,3	0,342	0,318	1,075	44,8	2,258	2,279	0,991
			0	45,0	0,366	0,361	1,014	65,0	3,016	3,516	0,858
			10	34,8	0,417	0,433	0,963	85,3	3,549	4,267	0,832
	0	0	-10	10,3	0,445	0,440	1,011	-20,3	1,480	1,322	1,120
			0	0,0	0,490	0,490	1,000	0,0	2,039	2,040	1,000
			10	-10,3	0,577	0,569	1,014	20,3	2,476	2,475	1,000
	10		-10	20,5	0,403	0,394	1,023	0,0	1,797	1,627	1,104
			0	10,3	0,445	0,447	0,996	20,3	2,476	2,509	0,987
			10	0,0	0,523	0,531	0,985	40,5	3,006	3,045	0,987
	20		-10	45,3	0,383	0,372	1,030	34,8	1,959	1,967	0,996
			0	35,0	0,422	0,427	0,988	55,0	2,698	3,034	0,889
			10	24,8	0,497	0,518	0,959	75,3	3,276	3,683	0,889

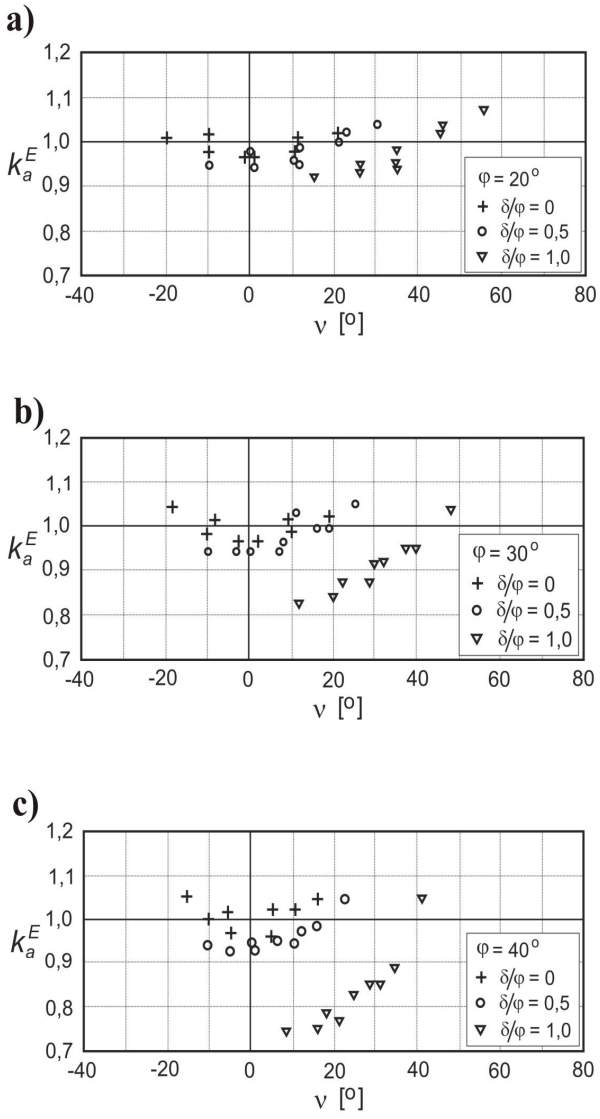
	0		-10	0,3	0,482	0,497	0,970	-30,3	1,244	1,116	1,115
			0	-10,0	0,548	0,559	0,980	-10,0	1,769	1,722	1,027
			10	-20,3	0,665	0,654	1,017	10,3	2,214	2,089	1,060
	10		-10	10,5	0,437	0,453	0,965	-10,0	1,511	1,373	1,101
		10	0	0,3	0,497	0,520	0,956	10,3	2,148	2,118	1,014
			10	-10,0	0,603	0,626	0,963	30,5	2,689	2,570	1,046
	20		-10	35,3	0,415	0,435	0,954	24,8	1,646	1,661	0,991
			0	25,0	0,472	0,508	0,929	45,0	2,340	2,562	0,913
			10	14,8	0,572	0,625	0,915	65,3	2,930	3,109	0,942
	0		-15	18,1	0,248	0,240	1,033	-13,1	2,132	2,183	0,977
			0	10,0	0,269	0,270	0,996	10,0	3,611	3,751	0,963
			15	1,9	0,313	0,322	0,972	33,1	4,916	5,657	0,869
	15		-15	26,2	0,219	0,208	1,053	10,0	3,046	3,387	0,899
		-10	0	18,1	0,237	0,237	1,000	33,1	5,160	5,819	0,887
			15	10,0	0,277	0,289	0,958	56,2	7,024	8,777	0,800
	30		-15	48,1	0,204	0,197	1,036	46,9	3,571	4,995	0,715
			0	40,0	0,220	0,227	0,969	70,0	6,047	8,584	0,704
			15	31,9	0,257	0,281	0,915	93,1	8,233	12,947	0,636
	0		-15	8,1	0,295	0,291	1,014	-23,1	1,690	1,746	0,968
			0	0,0	0,334	0,333	1,003	0,0	2,998	3,000	0,999
			15	-8,1	0,408	0,402	1,015	23,1	4,284	4,525	0,947
	15		-15	16,2	0,260	0,259	1,004	0,0	2,415	2,709	0,891
30		0	0	8,1	0,295	0,301	0,980	23,1	4,284	4,655	0,920
			15	0,0	0,360	0,373	0,965	46,2	6,121	7,020	0,872
	30		-15	38,1	0,241	0,252	0,956	36,9	2,831	3,996	0,708
			0	30,0	0,273	0,297	0,919	60,0	5,021	6,866	0,731
			15	21,9	0,334	0,376	0,888	83,1	7,174	10,355	0,693
	0		-15	-1,9	0,338	0,348	0,971	-33,1	1,297	1,391	0,932
			0	-10,0	0,402	0,407	0,988	-10,0	2,414	2,390	1,010
			15	-18,1	0,515	0,497	1,036	13,1	3,612	3,604	1,002
	15		-15	6,2	0,299	0,317	0,943	-10,0	1,853	2,158	0,859
		10	0	-1,9	0,355	0,378	0,939	13,1	3,449	3,708	0,930
			15	-10,0	0,455	0,477	0,954	36,2	5,161	5,592	0,923
	30		-15	28,1	0,277	0,316	0,877	26,9	2,172	3,183	0,682
			0	20,0	0,329	0,385	0,855	50,0	4,043	5,469	0,739
			15	11,9	0,422	0,500	0,844	73,1	6,049	8,248	0,733
	0		-20	16,1	0,148	0,140	1,057	-16,1	2,554	3,459	0,738
			0	10,0	0,160	0,158	1,013	10,0	6,063	6,273	0,967
			20	3,9	0,186	0,190	0,979	36,1	10,330	12,686	0,814
	20		-20	22,2	0,129	0,123	1,049	10,0	4,649	7,326	0,635
		-10	0	16,1	0,139	0,140	0,993	36,1	11,038	13,285	0,831
			20	10,0	0,162	0,171	0,947	62,2	18,808	26,867	0,700
	40		-20	41,1	0,117	0,123	0,951	48,9	6,117	13,912	0,440
			0	35,0	0,126	0,142	0,887	75,0	14,522	25,228	0,576
			20	28,9	0,147	0,176	0,835	101,1	24,744	51,021	0,485
	0		-20	6,1	0,190	0,187	1,016	-26,1	1,819	2,536	0,717
			0	0,0	0,218	0,217	1,005	0,0	4,595	4,599	0,999
			20	-6,1	0,270	0,267	1,011	26,1	8,365	9,301	0,899
	20		-20	12,2	0,165	0,169	0,976	0,0	3,311	5,371	0,616
40		0	0	6,1	0,190	0,199	0,955	26,1	8,365	9,740	0,859
			20	0,0	0,236	0,250	0,944	52,2	15,230	19,698	0,773
	40		-20	31,1	0,150	0,176	0,852	38,9	4,357	10,200	0,427
			0	25,0	0,172	0,210	0,819	65,0	11,006	18,497	0,595
			20	18,9	0,214	0,270	0,793	91,1	20,038	37,406	0,536
	0		-20	-3,9	0,234	0,240	0,975	-36,1	1,251	1,935	0,647
			0	-10,0	0,287	0,287	1,000	-10,0	3,377	3,508	0,963
			20	-16,1	0,380	0,360	1,056	16,1	6,543	7,095	0,922
	20		-20	2,2	0,204	0,223	0,915	-10,0	2,278	4,097	0,556
		10	0	-3,9	0,250	0,273	0,916	16,1	6,149	7,430	0,828
			20	-10,0	0,331	0,353	0,938	42,2	11,912	15,026	0,793
	40		-20	21,1	0,185	0,240	0,771	28,9	2,997	7,781	0,385
			0	15,0	0,227	0,301	0,754	55,0	8,090	14,110	0,573
			20	8,9	0,300	0,402	0,746	81,1	15,673	28,535	0,549

W tablicy 1 przedstawiono również znormalizowane wartości współczynników, oznaczając odpowiednio jako:

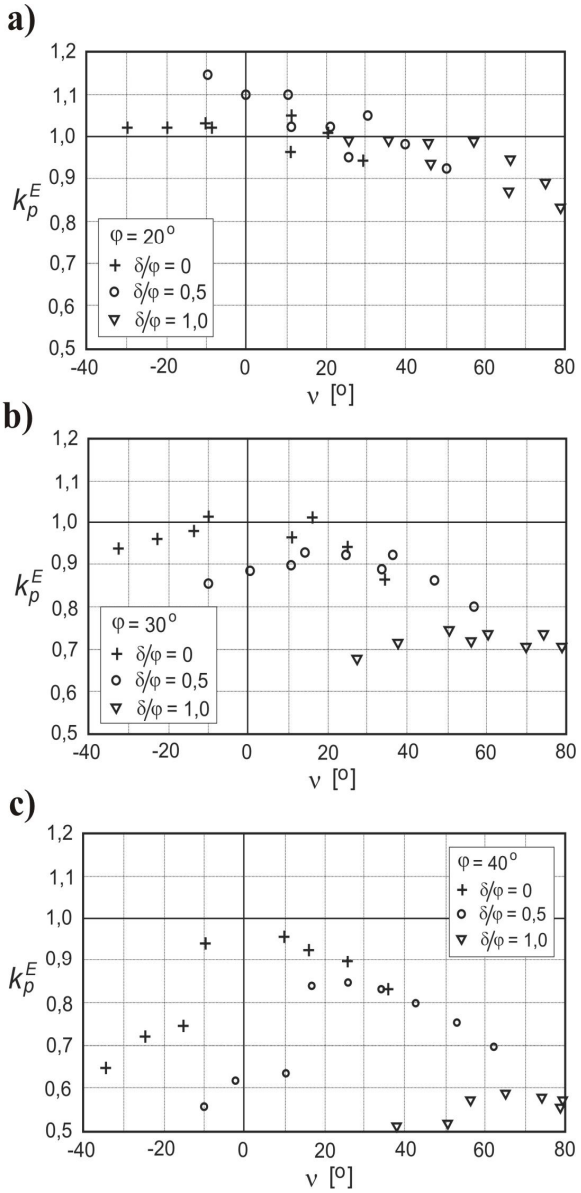
$$k_a^E = K_a^E / K_a^S \tag{4.a}$$

$$k_p^E = K_p^E / K_p^S \tag{4.b}$$

Zależność k_a^E od kąta wypukłości ν pokazano na rysunku 4 zaś k_p^E na rysunku 5.



Rys. 4. Zależność $k_a^E - \nu$. a) dla $\varphi = 20^\circ$, b) dla $\varphi = 30^\circ$, c) dla $\varphi = 40^\circ$



Rys. 5. Zależność $k_p^E - \nu$. a) dla $\varphi = 20^\circ$, b) dla $\varphi = 30^\circ$, c) dla $\varphi = 40^\circ$

Należy zauważyć, że wartości k_a^E mniejsze od 1 świadczą, że nacisk jednostkowy na ścianę obliczony zgodnie z Eurokodem 7 jest mniejszy od nacisku otrzymanego z teorii Müller-Breslau-Sokołowskiego, zatem są to wartości mniej bezpieczne dla projektowanej

konstrukcji. W obliczeniach odporu granicznego wartości k_p^E większe od jedności prowadzą do mniej bezpiecznego projektowania. Dla znacząco większych od 1 wartości k_a^E oraz mniejszych od 1 wartości k_p^E mamy sytuację odwrotną, konstrukcja zaprojektowana będzie bardziej bezpieczna, ale będzie droższa.

4. PODSUMOWANIE

Dla rozważanych w pracy przypadków wartości ujemne kąta wypukłości v wahały się w granicach -20,3° do 41,1° dla parcia i -36,1° do 101,1° dla odporu.

Znormalizowane wartości współczynników parcia k_a^E generalnie nie zależą od wartości kąta wypukłości v. Większe i mniejsze od jedności wartości otrzymano dla ujemnych i dodatnich wartości kąta wypukłości v. Na wartość k_a^E największy wpływ ma wartość kąta tarcia wewnętrznego φ i w szczególności kąt tarcia gruntu o ścianę muru oporowego δ.

Znormalizowane wartości współczynników odporu (k_p^E) dla dużych wartości φ i δ mogą być znacznie mniejsze od jedności również dla dodatnich wartości kąta wypukłości v. Współczynniki odporu policzone zgodnie z Eurokodem 7 są z reguły mniejsze od współczynników otrzymanych z teorii Müller-Breslau-Sokołowskiego, zatem przy korzystaniu z nich otrzymamy rozwiązanie bardziej bezpieczne.

Dla małych bezwzględnych wartości kąta wypukłości v, niezależnie od znaku, wartości współczynników parcia i odporu $K_{a\gamma}$ i $K_{p\gamma}$ dla φ = 20° i 30° różnią się od wartości otrzymanych z teorii Müller-Breslau-Sokołowskiego tylko o kilka lub kilkanaście procent i nie mają istotnego wpływu na bezpieczeństwo projektowanej budowli.

Dla wartości kąta tarcia wewnętrznego φ = 40°, niezależnie od znaku kąta wypukłości v różnice mogą być znaczne i wzory podane w Eurokodzie 7 powinny być stosowane z dużą ostrożnością.

Piśmiennictwo

[1] Caquot A., Kerisel J.: Traite de Mecanique des sols. Paris, Gauthier-Wilars, 1966.
[2] Sokołowski W. W.: Teoria plastyczności. Warszawa, PWN, 1957.
[3] Dembicki E.: Stany graniczne gruntów. Teoria i zastosowanie. Gdańsk, Gdańskie Towarzystwo Naukowe, 1970.
[4] Szypcio Z.: Nacisk graniczny na ścianę muru oporowego. XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1996.
[5] PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[6] PN EN 1997-1. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
[7] Szczepiński W.: Stany graniczne i kinematyka ośrodków sypkich. Warszawa, IPPT PAN, 1974.
[8] Bond A., Harris A.: Decoding Eurocode 7. London and New York, Taylor & Francis Group, 2008.
[9] GEO 5. Geotechnical Software Suite, 2009.

ACTIVE AND PASSIVE EARTH PRESSURE COEFFICIENTS FOR LOW VALUE OF ANGLE ν

Summary

The present paper analyses the calculation methods of active and passive earth pressure coefficients. It is shown that the values of active and passive earth pressure coefficients may differ depending on the adopted calculation method. In the typical engineering cases active and passive earth pressure coefficients are calculated using such formulas as given by Eurocode 7 and the Müller-Breslau-Sokołowski theory. The values obtained according to the Müller-Breslau-Sokołowski method were calculated by GEO 5 software. The paper shows that the difference between Eurocode 7 and the Müller-Breslau-Sokołowski formulas (the latter of which is treated here as the referential one) depends on the values of soil resistance angle (φ) and wall friction (δ) to a far larger extent than it depends on the value of convexity angle (ν). For low absolute values of ν, irrespective of the sign, the values of active and passive earth pressure coefficients are close to coefficient values calculated by the Müller-Breslau-Sokołowski formulas.

Eurocode 7 recommends its formula only for the positive value of ν, the negative values excluded. It is shown in the present study that for the positive value of ν the difference may be very high, especially for passive earth pressure. In the author's opinion, Eurocode 7 formula can be used in everyday engineering practice for low absolute values of ν, irrespective of the sign.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Krzysztof TROJNAR[1]
Politechnika Rzeszowska

WSTĘPNA ANALIZA POSADOWIENIA EKRANÓW AKUSTYCZNYCH NA PALACH WEDŁUG RÓŻNYCH METOD OBLICZENIOWYCH

STRESZCZENIE

Porównano ze sobą wyniki obliczeń zginanego pala, stanowiącego fundament ekranu akustycznego, wykonane pięcioma metodami. Analiza wyników umożliwiła sformułowanie wniosków dotyczących przydatności niektórych stosowanych w kraju metod do projektowania fundamentów palowych ekranów akustycznych. Efekty obliczeń wskazują, że wyniki uzyskane dla tych samych konstrukcji fundamentów przy użyciu różnych metod mogą różnić się kilkukrotnie.

SŁOWA KLUCZOWE: ekran akustyczny, pal zginany, obciążenie poziome.

1. WSTĘP

Ekrany akustyczne należą do grupy konstrukcji, w których znaczącą rolę odgrywają obciążenia boczne wywołane m.in. parciem wiatru, dynamicznymi efektami odśnieżania i uderzeniami kamieni. Obciążenia te mogą powodować nadmierny obrót lub/i przemieszczenie poziome fundamentu, a w konsekwencji odchylenie płaszczyzny ekranu akustycznego od pionu. W warunkach miejskich stateczność ekranów jest ważna ze względów architektonicznych oraz na bezpieczeństwo użytkowników sąsiednich terenów. Wybór efektywnego rozwiązania technicznego posadowienia ekranu powinien być poprzedzony dokładnymi obliczeniami.

2. KRYTERIA PROJEKTOWANIA POSADOWIEŃ EKRANÓW AKUSTYCZNYCH

Standardowe procedury projektowania fundamentów wg EC7 [1] obejmują sprawdzenie stanu granicznego nośności fundamentu oraz stanu jego użytkowalności (przemieszczenie boczne, obrót fundamentu). Stosowane w kraju procedury projektowania posadowień ekranów akustycznych są oparte głównie na kryteriach stanów granicznych nośności podłoża gruntowego [2]. Brakuje jednoznacznego określenia granicznych wartości przemieszczeń fundamentów ekranów akustycznych.

[1] ktrojnar@prz.edu.pl

Istotnym kryterium przy wyborze konstrukcji ekranów oraz ich fundamentów jest krótki czas budowy ekranu i zminimalizowanie kolizji fundamentów z istniejącymi sieciami infrastruktury podziemnej. Ze względu na stosunkowo duży koszt wykonania ekranów akustycznych, szczególnie wysokie ekrany powinny charakteryzować się stabilnością i trwałością. Spełnienie tych wymagań jest często podawane w warunkach przetargowych w formie zapisu, aby ekrany nie wymagały renowacji w okresie co najmniej 15 lat. Tak sformułowane wymaganie ze strony zarządcy drogi ma zagwarantować zminimalizowanie utrudnień dla użytkowników terenów bezpośrednio sąsiadujących z ekranem, wynikających z prowadzenia prac remontowych lub modernizacyjnych. Do posadowienia ekranów akustycznych najczęściej używa się pali usytuowanych w jednym rzędzie. Zazwyczaj wykorzystuje się pale wbijane (żelbetowe, stalowe) lub pale wiercone. Stosowanie pali do posadowiania ekranów akustycznych nawet w tzw. korzystnych warunkach gruntowych, wynika często z następujących uwarunkowań:

- ulega ograniczeniu zakres kosztownych robót ziemnych, szczególnie na terenach miejskich
- dzięki zmechanizowaniu robót fundamentowych rośnie tempo prac budowlanych i zmniejsza się ich pracochłonność,
- następuje uniezależnienie wykonawstwa robót fundamentowych od warunków wodnych podłożu.

W projektowaniu posadowień ekranów akustycznych na palach można stosować kilka równorzędnych metod obliczeniowych. Efektem obliczeń powinno być wyznaczenie poziomej nośności pala oraz granicznej wartości poziomego przemieszczenia wywołanego działaniem siły poziomej i momentu zginającego. Nośność pozioma fundamentu wynika z oporu gruntu otaczającego pal oraz wytrzymałości trzonu zagłębionego w gruncie. Oznaką przekroczenia nośności bocznej projektowanego pala fundamentowego jest zwykle wypieranie gruntu w sąsiedztwie jego głowicy lub zarysowanie trzonu w gruncie i towarzyszące temu nadmierne przemieszczenie boczne. Ze względów użytkowych dopuszczalna wartość poziomego przemieszczenia głowicy pala w poziomie terenu nie powinna przekraczać 10 mm.

3. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE DLA POSADOWIEŃ NA PALACH

Wybór racjonalnego rozwiązania posadowienia ekranu na palach jest ściśle związany z koniecznością spełnienia kryterium stanu granicznego użytkowalności fundamentu, możliwości jego wykonania i zwykle wynika ze stosowania adekwatnych metod obliczeniowych. W obliczeniach ekranu akustycznego posadowionego na palach trzeba uwzględnić zarówno stan graniczny nośności i stan użytkowalności fundamentu. Celowe jest przy tym właściwe rozpatrzenie współpracy z gruntem pala obciążonego siłą poziomą i momentem zginającym. Efektem analizy obliczeniowej powinno być dokonanie wyboru właściwego rodzaju pali dla określonych warunków gruntowych i ocena ich zachowania pod obciążeniem bocznym. Przy obciążeniu pala siłą poziomą H i pionową V oraz momentem zginającym M, wpływ nośności osiowej pala jest zwykle nieznaczny. Ważne jest nieprzekroczenie dopuszczalnego przemieszczenia głowicy pala w poziomie terenu y, naprężenia w jego trzonie oraz maksymalnego nacisku pala na grunt p. Ze względu na charakter współpracy pala z gruntem pod obciążeniem bocznym wyróżnia się dwa podstawowe typy pali: wiotkie (z trzonem odkształcalnym) i sztywne (z trzonem nieodkształcalnym). Zachowanie się pala w gruncie zależy od sztywności układu pal - podłoże gruntowe. Przy znacznym obciążeniu poziomym pal z wiotkim trzonem może się łatwo odkształcać w podłożu, a wartości odkształceń i naciski boczne pala na grunt maleją wraz z głębokością. W przypadku pali sztywnych pal nie odkształca się, a przy znacznym

obciążeniu bocznym obraca się w gruncie. Obrotowi przeciwstawia się odpór gruntu przed palem (powyżej środka obrotu) i za palem (poniżej środka obrotu).

4. PRZEGLĄD METOD OBLICZANIA ZGINANYCH PALI

Według wymagań EC7 [1] na etapie projektowania pali zginanych należy wykazać, że we wszystkich przypadkach i kombinacjach obciążenia w stanie granicznym nośności pal przeniesie obliczeniowe obciążenie poprzeczne z odpowiednim zapasem bezpieczeństwa. Przy oszacowywaniu przemieszczenia poziomego fundamentu palowego należy wziąć pod uwagę:
- sztywność podłoża i jej zmienność w funkcji odkształcenia;
- sztywność na zginanie pojedynczych pali;
- moment utwierdzenia pali w miejscu połączenia z konstrukcją;
- efekt grupy pali;
- wpływ obciążeń o zmiennym znaku lub cyklicznych.

Ponieważ w normie EC7 [1] nie podano kryteriów oceny długości i smukłości pali, ani dopuszczalnych wartości przemieszczenia bocznego pali przydatność różnych metod obliczania pali obciążonych poziomo wymaga testowania. Dokładność obliczeń zależy bowiem od oszacowania względnej sztywności układu pal - podłoże gruntowe i oceny zachowania się pala w gruncie określonego daną metodą. Pale charakteryzujące się dużą sztywnością można obliczać zakładając, że pod wpływem działania obciążenia bocznego trzon pala w gruncie może ulegać przemieszczeniu poziomemu wskutek obrotu względem punktu lokalizowanego na pewnej głębokości. W przypadku pali wiotkich ich zachowanie w gruncie jest bardziej złożone i zależy od kształtu odkształconej osi pala w gruncie i stopnia utwierdzenia podstawy. Jednym ze starszych sposobów obliczania sztywnych pali jest **metoda Bromsa** [3], znana od lat sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Wyróżnia się w niej dwa podejścia obliczeniowe: dla pali „krótkich" i „długich" - w zależności od wartości stosunku długości pala do jego średnicy i odkształcalności w gruncie. W przypadku pali krótkich o znacznej sztywności bocznej zakłada się, że pal obraca się w gruncie względem punktu zlokalizowanego w powyżej jego podstawy. W przypadku pali długich, charakteryzujących się większym zagłębieniem określa się obliczeniowo położenie punktu przegięcia trzonu pala w gruncie i na tej podstawie oblicza się jego nośność i przemieszczenie. Do obliczania zginanych pali w Polsce powszechnie stosowana jest **metoda „normowa" wg [2]**, która opiera się na wzorach belgijskich Verdeyena [4]. Za pomocą tej metody można obliczać pojedyncze pale ze swobodnymi głowicami, zagłębione w jednorodnym gruncie i obciążone poziomo siłą skupioną. Założenia metody „normowej" opierają się na hipotezach pala sztywnego i wiotkiego. Sztywność pala jest określana stosunkiem zagłębienia pala w gruncie „h" do jego długości sprężystej „h_s". Podane w normie palowej [2] wzory umożliwiają obliczenie momentów zginających i przemieszczeń w pojedynczych palach sztywnych o głowicy swobodnej i w palach wiotkich o głowicy swobodnej lub utwierdzonej – ale wyłącznie w przypadkach, kiedy pale są obciążone siłą skupioną przyłożoną do głowicy, nad terenem lub w poziomie terenu. Dla pali sztywnych wymaga się dodatkowego sprawdzenia nośności bocznej gruntu. Ważnym parametrem obliczeniowym jest współczynnik podatności bocznej podłoża k_x. Jego wartości można przyjmować na podstawie wzoru podanego w normie [2]. Zgodnie z zaleceniami normowymi, w przypadku kiedy wynik obliczonego przemieszczenia głowicy pala przekroczy 10 mm należy wykonać sprawdzenie nośności pala za pomocą próbnego obciążenia. Do obliczania pali wierconych o większych średnicach, szczególnie w fundamentach podpór mostowych wykorzystuje się **metodę Zawriewa** [5]. W tym przypadku pal modeluje się jako pionowy pręt zagłębiony w gruncie. Sztywność układu pal-grunt ustala się z uwzględnieniem podatności bocznej podłoża w obrębie aktywnej

warstwy gruntu o określonej miąższości, dla której zakłada się liniowy przebieg zmienności modułu reakcji bocznej podłoża. Kolejne dwie metody oparte są na założeniu o nieliniowym zachowaniu się zginanego pala w gruncie. **Metoda Koseckiego** (uogólniona) [6] oraz **metoda Reese'a** (krzywych p-y) [7] są uniwersalnymi rozwiązaniami stosowanymi współcześnie, szczególnie z użyciem programów komputerowych. Oddziaływanie gruntu na pal na różnych głębokościach zastępuje się reakcjami podpór sprężystych zlokalizowanych wzdłuż całej długości pala. Korzysta się z opracowanych wcześniej założeń, dotyczących ustalenia sprężystości podparć, co umożliwia lepsze uwzględnienie w obliczeniach: rodzaju gruntu w podłożu, jego niejednorodności oraz nieliniowości zachowania się pala pod obciążeniem bocznym.

Niezależnie od zastosowanej metody efektem obliczeń pala zginanego powinno być określenie:
- przemieszczenia głowicy pala w poziomie terenu y,
- maksymalnej wartość momentu zginającego w palu M lub wartości granicznego poziomego obciążenia H oraz
- maksymalnego nacisku bocznego pala na grunt p.

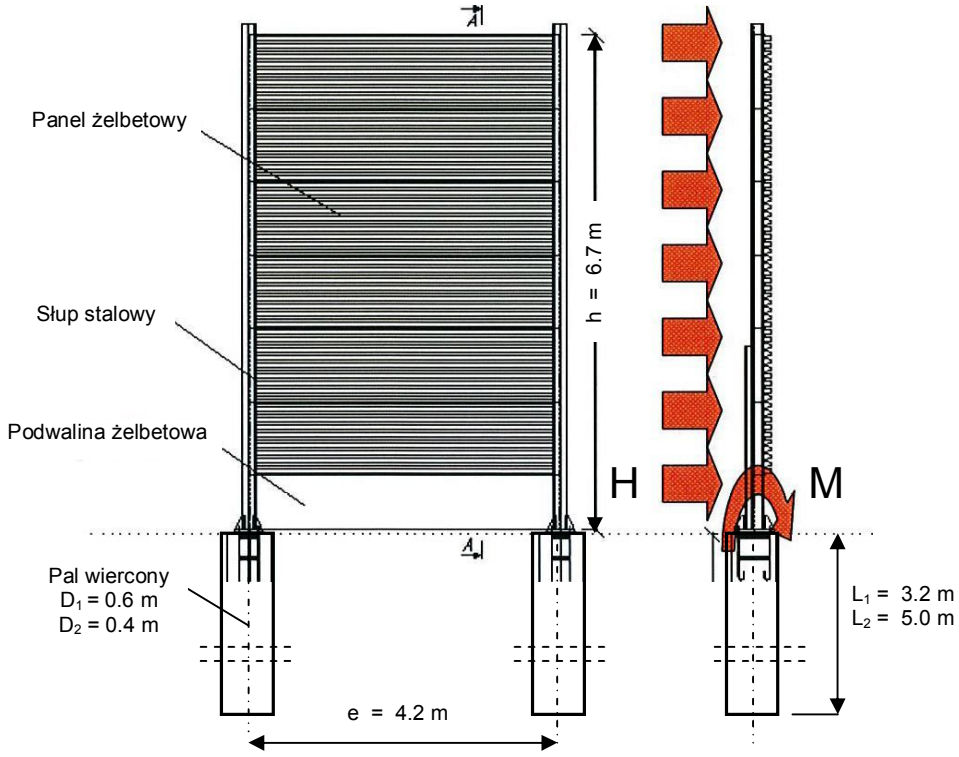
5. OBLICZENIA EKRANU AKUSTYCZNEGO

5.1. Charakterystyka ekranu akustycznego i warunków geotechnicznych podłoża

Do obliczeń przyjęto ekran o wysokości 6.7 m. Konstrukcję nośną ekranu stanowią stalowe słupy z profili HEB160, rozmieszczone w rozstawie 4,2 m, zamocowane w palach wierconych [8]. W obliczeniach przeanalizowano dwa warianty pali o różnej odkształcalności:
- wariant 1: pale z trzonem nieodkształcalnym; o średnicy D_1= 0.6 m o długości L_1=3.2 m,
- wariant 2: pale z trzonem odkształcalnym; o średnicy D_2 = 0.4 m o długości L_2 = 5 m.

Przyjęto podłoże w postaci piasku drobnego o parametrach: stopnień zagęszczenia I_D = 0,40, ciężar objętościowy γ = 16.4 kN/m^3 i kąt tarcia wewnętrznego $\Phi = 28^O$. Schemat obliczeniowy ekranu pokazano na rys. 1. Obciążenie ekranu przyjęto wg norm [9,10]. Uwzględniono przy tym normowe wymagania klasyfikacji zastosowanych urządzeń przeciwhałasowych pod kątem ich podstawowych właściwości w normalnych warunkach użytkowania, zależnie od użytych materiałów do ich budowy. Podatność ekranu na dynamiczne działanie wiatru obliczono na podstawie okresu drgań własnych oraz przyjęto wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia stosownie do rozwiązania konstrukcyjnego. Zgodnie z wymaganiami normy [10] uwzględniono:
- obciążenie dynamiczne spowodowane pojazdami (wg załącznika A),
- obciążenie dynamiczne związane z odśnieżaniem (wg załącznika E),
- obciążenia od uderzenia kamieni (wg załącznika C),
- warunki bezpieczeństwa przy kolizji (wg załącznika D).

W obliczeniach pala przyjeto obliczeniową wartość siły poziomej H = 31.79kN i moment zginający w głowicy M = 111.53 kNm.



Rys. 1. Schemat obliczeniowy ekranu akustycznego.

5.2. Wyniki obliczeń posadowienia ekranu akustycznego na palach

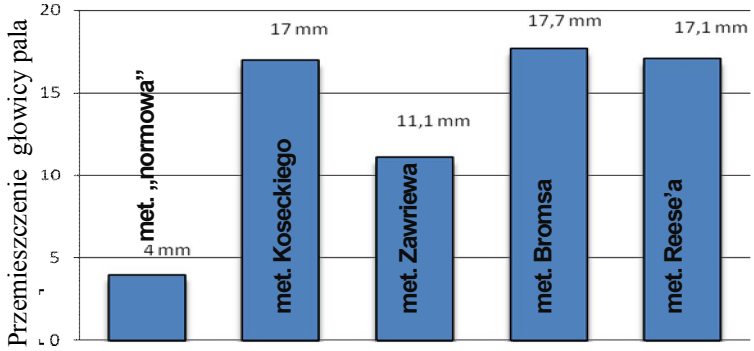
Zbiorcze zestawienie wyników obliczeń ekranu wykonane za pomocą różnych metod podano w tablicy 2. Parametrami określającymi nośność boczną pala obliczonego metodą „normową" wg [3] i w metodzie Bromsa są: maksymalne obciążenie poziome pala H oraz poziome przemieszczenie jego głowicy y. W obliczeniach wykonanych metodą Zawriewa, metodą Koseckiego oraz metodą Reese'a wynikiem obliczeń są: obliczeniowy nacisk boczny pala na grunt p oraz maksymalne poziome przemieszczenie głowicy pala y. Zbiorcze zestawienie wyników przemieszczeń głowicy pala z trzonem nieodkształcalnym i odkształcalnym, zagłębionego w gruncie niespoistym obliczonych różnymi metodami podano w tablicy 1.

Obliczone wartości poziomych przemieszczeń pali y i naciski boczne na grunt p różnią się w zależności od zastosowanej metody. Mniejsze różnice stwierdzono przy określaniu nacisku bocznego pala na grunt, natomiast większe przy obliczaniu przemieszczeń pala. Wyznaczone naciski boczne w małym stopniu zależały od charakteru pracy pala w gruncie i mieściły się w przedziale wartości: 43.1 – 83.6 kN/m^2. Wartości maksymalnego przemieszczenia pala zależały od wstępnego oszacowania sztywności układu pal - grunt w poszczególnych metodach. W przypadku pali o średnicy 0.6 m z trzonem nieodkształcalnym przemieszczenie głowicy mieściło się w przedziale: 4.0 – 17.7 mm, natomiast dla pala o średnicy 0.4 m z trzonem odkształcalnym przemieszczenie pala było zawarte w dużo większym przedziale: 2.6 – 25 mm. W zależności od zastosowanej metody obliczeń stosunek wartości wyznaczonego przemieszczenia pala do wartości przyjętej za dopuszczalną dla ekranu akustycznego (10 mm) zawierał się więc w szerokim przedziale: 0.3 – 2.5. Oznacza to, że kryterium spełnienia stanu granicznego użytkowalności w znacznym stopniu zależało od przyjętej metody obliczeń.

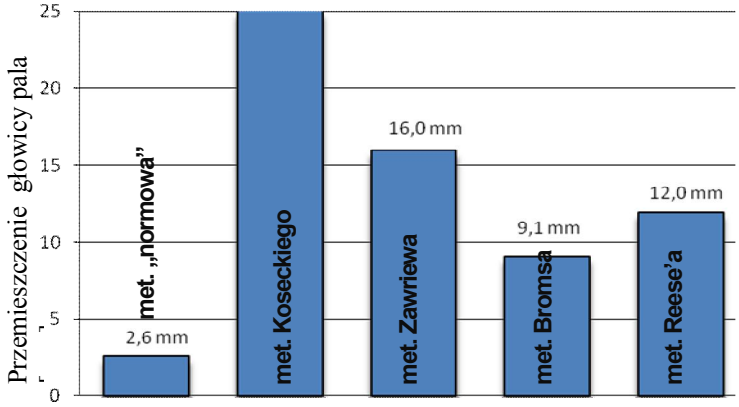
Tablica 1. Zbiorcze zestawienie przemieszczeń głowicy pala obciążonego poziomo, uzyskane za pomocą różnych metod obliczeniowych wraz z porównaniem do wartości obliczonych metodą „normową" wg [3].

Przemieszczenie pala		**METODA OBLICZEŃ:**				
		„normowa" wg	**Koseckiego**	**Zawriewa**	**Bromsa [3]**	**Reese'a [7]**
y_1	[mm]	*Wariant 1: pal nieodkształcalny; $D_1 = 0.6$ m, $L_1 = 3.2$ m*				
		4.0	17.0	11.1	17.7	17.1
	[%]	100	425,0	277,5	442,5	427,5
y_2	[mm]	*Wariant 2: pal odkształcalny; $D_2 = 0.4$ m, $L_2 = 5.0$ m*				
		2.6	25.1	16.0	9.1	12.0
	[%]	100	965,4	615.4	350.0	461.5

a/.



b/.



Rys. 2. Porównanie poziomych przemieszczeń głowicy pala w gruncie niespoistym, obciążonego siłą poziomą i momentem zginającym, wyznaczonych z użyciem różnych metod obliczeniowych;
a. Wariant 1: pal nieodkształcalny $D_1 = 0.6$ m, $L_1 = 3.2$ m,
b. Wariant 2: pal odkształcalny $D_2 = 0.4$ m, $L_2 = 5.0$ m.

Porównanie obliczeń pięcioma metodami wskazało, że różnice obliczonych wartości przemieszczeń pala mogą być nawet 9-krotne. Obliczenia wykonane metodą „normową" wg [2] spowodowały w danym przypadku znaczne przeszacowanie nośności bocznej pala w stosunku do wyników uzyskanych za pomocą pozostałych metod. Wyniki uzyskane metodą „normową" [2] są po stronie mniej bezpiecznej - co dowodzi niedoskonałości tej metody.

Tablica 2. Zestawienie wyników obliczeń zginanego pala w ekranie akustycznym.

Oznaczenia: **H** – obciążenie pala, **y** – przem.głowicy pala, **p** – nacisk boczny pala na grunt.	**METODA OBLICZEŃ:**									
	„normowa" [2]		**Koseckiego**		**Zawriewa**		**Bromsa**		**Reese'a**	
	H	**y**	**p**	**y**	**p**	**y**	**H**	**y**	**p**	**y**
	[kN]	[mm]	[kN/m^2]	[mm]	[kN/m^2]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/m^2]	[mm]
Wariant 1: PAL NIEODKSZTAŁCALNY W GRUNCIE NIESPOISTYM; D_1 = 0.6 m, L_1 = 3.2 m										
Oddziaływanie lub efekt oddziaływania (A)	31.71	4.0	43.10	17.0	46.11	11.1	31,71	17.7	82,60	17.1
Graniczna wartość efektu oddziaływania (B)	59.10	10.0	94,76	10.0	94.76	10.0	54,95	10.0	117,26	10.0
Stosunek wartości (A) / (B)	0.54	0.40	0.45	1.7	0.48	1.1	0.57	1.8	0.70	1.7
Położenie punktu obrotu pala w gruncie	3.28		1,34		2,22.		-		2.50	
Wariant 2: PAL ODKSZTAŁCALNY W GRUNCIE NIESPOISTYM; D_2 = 0.4 m, L_2 = 5.0 m										
Oddziaływanie lub efekt oddziaływania (A)	31,71	2.6	61.70	25.1	44.32	16.0	31.71	9.1	44.50	12.0
Graniczna wartość efektu oddziaływania (B)	114,02	10.0	155.93	10.0	155.93	10.0	89.95	10.0	155.93	10.0
Stosunek wartości (A) / (B)	0.28	0.3	0.40	2.5	0.28	1.6	0.35	0.9	0.28	1.2

6. PODSUMOWANIE

Stosowane w kraju procedury projektowania posadowień ekranów akustycznych są oparte głównie na kryteriach stanu granicznego nośności podłoża i nie określają wartości granicznych poziomego przemieszczenia fundamentu. Obliczenia posadowienia ekranu akustycznego na palach wykonane pięcioma metodami wykazało, że przemieszczenia pala uzyskane metodą „normową" wg [2] znacznie się różnią w porównaniu z obliczeniami tej samej konstrukcji wykonanymi przy użyciu pozostałych czterech metod. Wynika stąd konieczność zmodyfikowania stosowanej dotąd w kraju metody obliczania pali obciążonych poziomo. W przypadku obliczeń pali z trzonem nieodkształcalnym w gruncie niespoistym przemieszczenia uzyskane metodami: Koseckiego, Bromsa i Reese'a były na zbliżonym poziomie. Wyniki obliczeń pala z trzonem odkształcalnym były najbardziej zgodne przy użyciu metod Bromsa i Reese'a. Ostateczne wskazanie racjonalnej metody projektowania zginanych pali w konstrukcjach ekranów akustycznych wymaga wykonania znacznie większej liczby testów obliczeniowych i badań doświadczalnych. Zoptymalizowanie obliczeń zginanych pali i wytypowanie najlepszej metody do projektowania posadowień ekranów akustycznych na palach może w przyszłości przynieść wymierne efekty techniczne i ekonomiczne.

Piśmiennictwo

[1] PN-EN 1997-1 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. PKN
[2] PN-83/B-02482 - Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych. PKN
[3] Broms B.B.– Design of Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divison, ASCE, SM 3, New York, 1965
[4] Kosecki M. – Komentarz do normy PN-83/B-02482. PZITB, 1988
[5] Zawriew K.S., Szpiro G.S.– Rasczoty fundamientow mostowych opor głubokogo założenija. Transport, Moskwa, 1970
[6] Kosecki M.– Statyka ustrojów palowych. Wydawnictwo PZITB, Szczecin, 2006
[7] Reese L.C., Van Impe W.– Single Pile and Pile Groups Under Lateral Loading. A.A. Balkema Publ., 2001
[8] Wyszyńska K. - Studium projektowe posadowienia ekranów akustycznych w ciągach dróg miejskich; magisterska praca dyplomowa wykonana pod kierunkiem K. Trojnara. Politechnika Rzeszowska, 2010
[9] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. obciążenie wiatrem, PKN
[10] PN-EN 1794-1 Drogowe urządzenia przeciwhałasowe. wymagania pozaakustyczne

PRELIMINARY ANALYSIS OF THE NOISE BARRIERS ON PILES ACCORDING VARIOUS CALCULATION METHODS

Summary

The design procedures of noise barriers walls are based on the criterion of ground ultimate limit state (ULS) and do not define the limits of horizontal displacement of piles (SLS). Five methods of calculations of noise barrier on piles showed that the results obtained using several test methods can vary considerably. The best method of calculating noise barriers walls on piles is needed. The study shows some recommendations for methods of calculating piles on lateral load.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Lidia WANIK[1]
Joanna BZÓWKA[2]
Politechnika Śląska

WPŁYW WYBRANYCH CZYNNIKÓW NA GEOMETRIĘ KOLUMN INIEKCYJNYCH

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono wpływ rodzaju i stanu gruntu, systemu iniekcji oraz parametrów technologicznych iniekcji strumieniowej na geometrię i kształt kolumn iniekcyjnych.

SŁOWA KLUCZOWE: iniekcja strumieniowa, technika jet grouting, systemy iniekcji, kolumny iniekcyjne, geometria i kształt kolumn iniekcyjnych.

1. WPROWADZENIE

Metoda iniekcji strumieniowej jest jedną z form wzmacniania słabego podłoża gruntowego. Polega na wierceniu otworów w podłożu gruntowym do wymaganej głębokości, skrawaniu gruntu strumieniem wody lub zaczynu cementowego (ciśnienie 15÷70 MPa) oraz formowaniu w otworze elementu lub konstrukcji z zaczynu cementowego (ciśnienie 2÷5 MPa) [1]. W wyniku stosowania iniekcji strumieniowej powstaje mieszanina cementu z gruntem rodzimym, tzw. tworzywo gruntowo-cementowe (*ang. soilcrete*).

W zależności od wymaganej średnicy oraz rodzaju podłoża gruntowego stosowane są następujące odmiany iniekcji strumieniowej [2]:

- **system jednostrumieniowy** (*ang. single-fluid system*) - tłoczony jest iniekt, ciśnienie iniekcji wynosi 30÷50 MPa,
- **system dwustrumieniowy** (*ang. double-fluid system*) – w systemie tym tłoczony jest iniekt oraz sprężone powietrze albo woda; w pierwszym przypadku ciśnienie tłoczonego zaczynu wynosi 30÷50 MPa, ciśnienie sprężonego powietrza od 0,5 do 1,7 MPa; w drugim przypadku woda tłoczona jest pod ciśnieniem 30÷50 MPa, a zaczyn pod ciśnieniem od 2 do 10 MPa,
- **system trójstrumieniowy** (*ang. triple-fluid system*) – tłoczony jest iniekt, woda oraz sprężone powietrze. Ciśnienie iniekcji wynosi od 2 do 10 MPa, woda tłoczona jest pod ciśnieniem 30÷50 MPa, sprężone powietrze 0,5÷1,7 MPa.

Każdy z poszczególnych rodzajów iniekcji strumieniowej ma swoje zalety i uwarunkowania stosowania. Wymiary kolumn iniekcyjnych wykonywanych systemem jednostrumieniowym nie są tak duże, jak systemem dwu- i trójstrumieniowym, jednakże system

[1] Lidia.Wanik@polsl.pl
[2] Joanna.Bzowka@polsl.pl

jednostrumieniowy to system najprostszy w mechanizmie działania, a przez to powszechnie stosowany [3].

2. KSZTAŁT I WYMIARY KOLUMN INIEKCYJNYCH

Projektowanie i wykonawstwo posadowień pośrednich wykonywanych w technologii iniekcji strumieniowej w dużej mierze bazuje na doświadczeniach firm stosujących tę technikę. Dzięki wykorzystaniu wzorów empirycznych oraz próbnych obciążeń kolumn iniekcyjnych określenie i zbadanie dopuszczalnej nośności kolumn nie stanowi większego problemu. Problem pojawia się, gdy na etapie projektowania należy określić rzeczywistą średnicę kolumn iniekcyjnych.

Do najważniejszych czynników mających wpływ na uzyskiwaną geometrię kolumn iniekcyjnych można zaliczyć:
- rodzaj i stan gruntu, w którym jest formowana kolumna,
- rodzaj systemu iniekcji strumieniowej,
- ciśnienie iniekcji,
- prędkość podciągania żerdzi iniekcyjnej,
- prędkość obrotową żerdzi iniekcyjnej,
- liczbę i średnicę dysz iniekcyjnych,
- stosunek w/c zaczynu cementowego,
- zużycie cementu (kg/mb kolumny lub kg/m^3 zaczynu).

W zależności od wyżej wymienionych czynników, pobocznica kolumn może przybierać różne kształty (rys. 1, 2). Należy także pamiętać, iż średnica głowicy kolumny iniekcyjnej jest większa niż średnica kolumny na jej długości (rys. 1). Jest to związane z procesem formowania kolumny. Tuż przy powierzchni terenu strumień iniekcyjny cechuje się większym zasięgiem oddziaływania, a co za tym idzie, uzyskuje się większe średnice głowicy kolumny iniekcyjnej [1].

a)  b) 

Rys. 1. a) Odsłonięta kolumna iniekcyjna zbrojona (l=7,0m; do głębokości 2,0 m: D=1,0÷1,2 m; poniżej głębokości 2,0 m: D=0,5÷0,6 m); b) powierzchnia pobocznicy kolumny iniekcyjnej niezbrojonej (l=7,0 m; głowica kolumny: D=1,6 m; poniżej: D=0,8÷1,0 m) (fot. Joanna Bzówka) [1]



Rys. 2. Przykładowe kształty pobocznicy kolumn iniekcyjnych (fot. Joanna Bzówka, Konrad Wanik)

Precyzyjny pomiar uzyskanych średnic kolumn iniekcyjnych jest możliwy przez ich odsłonięcie. W tym celu wykonuje się wykop, a następnie mierzy średnice uzyskanych kolumn (rys. 3, 4). Zebrane dane mogą posłużyć do szczegółowej analizy, w jaki sposób rodzaj gruntu i jego stan, a także parametry technologiczne iniekcji wpływają na wymiary kolumn.



Rys. 3. Odsłonięcie kolumn iniekcyjnych [4]



Rys. 4 Pomiar średnicy kolumny iniekcyjnej odsłoniętej do głębokości 3,5 m [5]

Na rysunku 4 przedstawiono pomiary odsłoniętej kolumny iniekcyjnej wykonanej w miejscowości Aliaga w Turcji [5].

Podłoże gruntowej, w którym wykonano kolumny iniekcyjne składało się z twardoplastycznych iłów piaszczystych zalegających do głębokości 0,5 m, średnio zagęszczonych piasków zalegających do głębokości 3,0 m, poniżej których podłoże jest zbudowane z półzwartych iłów piaszczystych do głębokości 9,0 m, zagęszczonych piasków ze żwirem (do głębokości 12,0 m). Poniżej zalega warstwa zwartej zwietrzeliny gliniastej. Zwierciadło wody gruntowej występowało na głębokości 2,5 m ppt.

Kolumny wykonano systemem jednostrumieniowym z wykorzystaniem wcześniejszego wczesnego płukania. Parametry iniekcji przedstawiono w tablicy 1.

Wszystkie kolumny testowe (29 sztuk) zostały odsłonięte do głębokości 3,5 m, licząc od poziomu platformy roboczej. Średnice kolumn zostały pomierzone co 50 cm. Średnice

kolumn wahały się w przedziale od 60 do 85 cm. Zauważono także niewielkie zmniejszenie średnicy kolumn na obszarze występowania wody gruntowej.

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie próbek tworzywa gruntowo-cementowego (237 szt. próbek) wyniosła 6,8 MPa.

Tablica 1. Parametry technologiczne iniekcji strumieniowej[5]

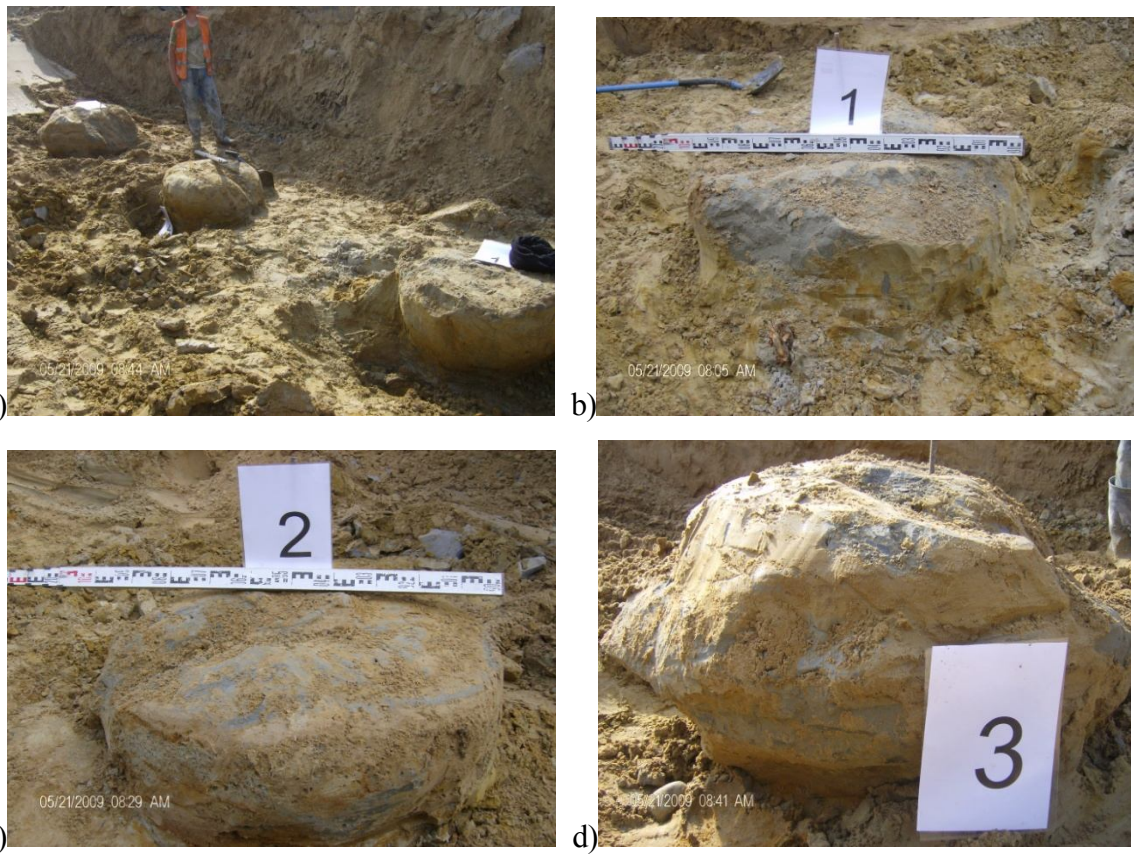
Parametry iniekcji		
średnica kolumny iniekcyjnej	mm	600
ciśnienie iniekcji	MPa	55
liczba dysz iniekcyjnych	szt.	2
średnica dysz iniekcyjnych	mm	1,8
prędkość obrotowa żerdzi iniekcyjnej	obr./min	20
prędkość podciągania żerdzi iniekcyjnej	mm/min	350
zużycie cementu	kg/m^3	630 ÷ 710
stosunek w/c	-	1:1
rodzaj cementu	-	OPC 42,5

Rysunki 5 i 6 przedstawiają przykłady odsłoniętych kolumn iniekcyjnych, wykonanych na poligonie doświadczalnym w dzielnicy Bemowo, w północno-zachodniej części Warszawy. Podłoże gruntowe charakteryzuje się występowaniem gruntów piaszczystych z licznymi mniej lub bardziej regularnymi przewarstwieniami, wkładkami i soczewkami gruntów spoistych. Lokalnie występowały izolowane płaty gliny zwałowej. Poziom wód gruntowych występował w warstwie piasków czwartorzędowych, na głębokości 2,5÷6,5 m ppt. Kolumny iniekcyjne wykonano w warstwie piasków drobnych o stopniu zagęszczenia I_D=0,45 systemem pojedynczym oraz podwójnym.

Parametry iniekcji kolumn wykonanych systemem pojedynczym zestawiono w tablicy 2, zaś parametry iniekcji kolumn wykonanych systemem podwójnym w tablicy 3.

Po odsłonięciu kolumn iniekcyjnych okazało się, że struktura pobocznicy była zróżnicowana w zależności od wartości prędkości obrotowej żerdzi iniekcyjnej. Rysunki 5 i 6 przedstawiają pobocznice kolumn wykonanych systemem pojedynczym i podwójnym.

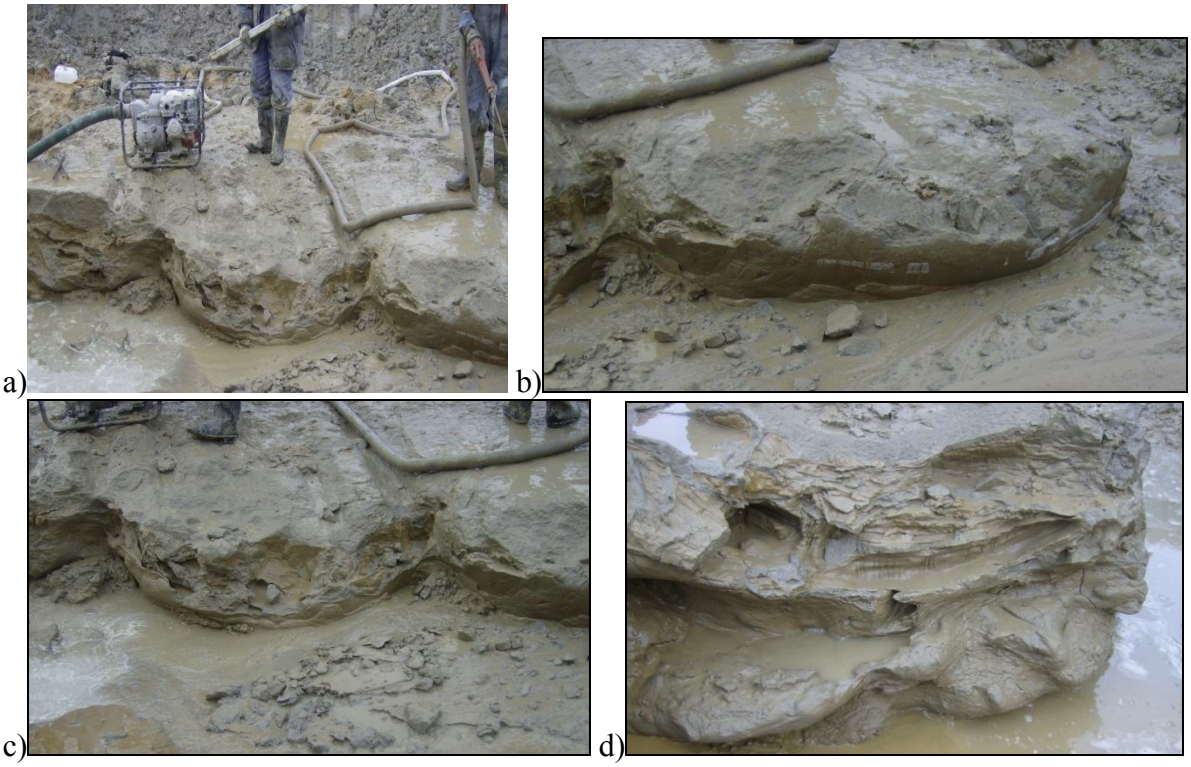
Tworzywo gruntowo-cementowe pobrane z odsłoniętych kolumn zostało poddane badaniom wytrzymałościowym w aparacie jednoosiowego ściskania. Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie próbek materiału kolumn wykonanych w systemie pojedynczym przy prędkości obrotowej żerdzi $V_{obr\ żerdzi}$=24 obr/min, wyniosła 5,65 MPa, zaś dla próbek tworzywa gruntowo-cementowego wykonanych w systemie podwójnym (dla tej samej wartości $V_{obr\ żerdzi}$) wyniosła 4,95 MPa.



Rys. 5. Kolumny iniekcyjne wykonane systemem pojedynczym z zastosowaniem różnych wartości prędkości obrotowej żerdzi Vobr żerdzi; b) Vobr żerdzi= 24 obr/min; c) Vobr żerdzi= 16 obr/min.; d) Vobr żerdzi= 8 obr/min (Fot. ZRI Chrobok) [6]

Tablica 2. Parametry technologiczne formowania kolumn systemem jednostrumieniowym [6]

Kolumna iniekcyjna	nr 2/1	nr 2/2	nr 2/3
Data wykonania	20.03.2009		
Rodzaj i stan gruntu	Piasek drobny, I_D=0,45 (SPT=10)		
Ciśnienie iniekcji [MPa]	35		
Średnica dysz [mm]	3,5		
Prędkość obrotowa żerdzi Vobr żerdzi [obr/min]	24	16	8
Rodzaj cementu	CEM II BV 32,5		
Gęstość zaczynu [g/cm3]	1,51		
Ilość zużytego cementu [kg]	700		
Stosunek w/c	1		
Wydatek sprężonego powietrza [m3/min]	-		
Ciśnienie powietrza [MPa]	-		
Czas formowania kolumny iniekcyjnej [s/m]	120		
Projektowana średnica kolumny iniekcyjnej, [m]	0,8		
Średnica kolumny iniekcyjnej po odkopaniu kolumny iniekcyjnej, [m]	0,9 ÷ 1,0	0,8 ÷ 1,1	0,8 ÷ 1,2
UWAGI	-		



Rys. 6. a) Kolumny iniekcyjne wykonane systemem podwójnym z zastosowaniem różnych wartości prędkości obrotowej żerdzi Vobr żerdzi; b) Vobr żerdzi= 24 obr/min; c) Vobr żerdzi= 16 obr/min.; d) Vobr żerdzi= 8 obr/min (Fot. ZRI Chrobok) [6]

Tablica 3. Parametry technologiczne formowania kolumn systemem dwustrumieniowym [6]

Kolumna iniekcyjna	nr 1/1	nr 1/2	nr 1/3
Data wykonania	20.01.2009		
Rodzaj i stan gruntu	Piasek drobny, I_D=0,45 (SPT=10)		
Ciśnienie iniekcji [MPa]	35		
Średnica dysz [mm]	3,5		
Prędkość obrotowa żerdzi Vobr żerdzi [obr/min]	24	16	8
Rodzaj cementu	CEM II BV 32,5		
Gęstość zaczynu [g/cm3]	1,51		
Ilość zużytego cementu [kg]	700		
Stosunek w/c	1		
Wydatek sprężonego powietrza [m3/min]	9		
Ciśnienie powietrza [MPa]	0,9		
Czas formowania kolumny iniekcyjnej [s/m]	120		
Projektowana średnica kolumny iniekcyjnej, [m]	1,5		
Średnica kolumny iniekcyjnej po odkopaniu kolumny iniekcyjnej, [m]	1,6 ÷ 1,7	1,55 ÷ 1,8	1,5 ÷ 2,0
UWAGI	bardzo wysoki poziom wody na platformie roboczej		

3. PODSUMOWANIE

Z przedstawionych danych wynika, że rodzaj i stan gruntu, system iniekcji oraz przyjęte parametry technologiczne iniekcji wpływają na otrzymywane kształty i geometrię kolumn iniekcyjnych.

Istnieje potrzeba stworzenia bazy danych, zawierającej informacje dotyczące: warunków gruntowo-wodnych, w których były wykonywane kolumny iniekcyjne; parametrów iniekcji użytych do wykonania kolumn, oraz opis kształtu i wymiarów kolumn, uzyskanych po odsłonięciu kolumn iniekcyjnych. Ważną informacją będzie również znajomość wartości wytrzymałości na ściskanie próbek tworzywa gruntowo-cementowego.

Autorki mają nadzieję, że w przyszłości uda się stworzyć taką bazę danych, która przyczyni się do bardziej dokładnego szacowania wymiarów kolumn.

Piśmiennictwo

[1] Bzówka J.: Współpraca kolumn wykonywanych techniką iniekcji strumieniowej z podłożem gruntowym. Monografia, Gliwice 2009.
[2] Collotta T., Frediani A., Manassero V.: Features and results of a jet-grouting trial field in very soft peaty soils. Proceedings of GeoSupport Conference 2004.
[3] Croce P., Flora A.: Analysis of single-fluid jet grouting. Geotechnique, 2000, Vol. 50, No. 6, 739-748.
[4] Gokalp A., Duzceer R.: Ground improvement by jet grouting technique for foundations of a natural gas combined cycle power plant in Turkey. 9th International Conference of Piling and Deep Foundations, Nice 2012, s. 264-271.
[5] Burke G.: The state of the practice of jet grouting. 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing. New Orleans, 2012.
[6] Bzówka J., Urbanek Z.: Wpływ prędkości obrotowej żerdzi na parametry kolumn iniekcyjnych. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2011, s. 221-222.

INFLUENCE OF VARIOUS FACTORS ON JET GROUTING COLUMNS GEOMETRY

Summary

The presented examples show that type and state of the soil, jet grouting system and technological parameters of jet grouting technique influence the shape and geometry of jet grouting columns.

The authors hope to create a data base with the information of subsoil conditions in which jet grouting columns are created, technological parameters of jet grouting system used, the data of the shape and geometry of jet grouting columns (after excavation of jet grouting columns) and the values of soilcrete strength parameters that will help engineers in better estimation of the shape and geometry of jet grouting columns.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Krzysztof WILK[1]
Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza

BADANIA LOKALNYCH ODKSZTAŁCEŃ PRÓBEK GRUNTÓW MADOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy zaprezentowane zostały wyniki badań deformacji próbek gruntu testowanych w komorze aparatu trójosiowego ściskania. Pomiary prowadzone w zestawie trójosiowym firmy GDS Instruments Ltd. dotyczyły odkształceń lokalnych, tj. zmniejszenia wysokości oraz zwiększenia średnicy badanych próbek wskutek działania ustalonej wartości dewiatora naprężenia q. Ponieważ doświadczenia dotyczyły gruntu o niejednorodnej budowie – gruntów spoistych, powstałych w wyniku akumulacji rzecznej – rozproszenie wyników badań należy uznać za akceptowalne. W pracy wskazano na szereg trudności związanych z prowadzeniem pomiarów odkształceń lokalnych, jak również wymieniono wiele niezależnych przyczyn wpływających na rezultaty wykonywanych doświadczeń. Poza powyższym interpretacja i praktyczne zastosowanie wyników badań budzi mnóstwo wątpliwości związanych z odmiennością warunków badania w komorze aparatu trójosiowego ściskania i warunkami występującymi "in situ".

SŁOWA KLUCZOWE: lokalny pomiar odkształceń próbki gruntu, odkształcalność gruntu, spoiste grunty madowe, badania w aparacie trójosiowego ściskania

1. WSTĘP

Zmiany kształtu próbek gruntu poddanych badaniom w aparacie trójosiowego ściskania są ściśle powiązane z charakterystyką obciążeń, które na nie działają. Podczas standardowych badań próbki takie podlegają odkształceniu pionowemu – zmniejszeniu wysokości (osiowemu skróceniu) oraz odkształceniu poziomemu – zwiększeniu przekroju poprzecznego (zwiększeniu średnicy). Zmniejszenie właśnie wymiaru osiowego spowodowane jest faktem, iż wartość efektywnych naprężeń pionowych σ_1', w standardowych badaniach prowadzonych w urządzeniach do trójosiowego ściskania, jest większa od efektywnych naprężeń działających w poziomie σ_3'. Różnica w wartościach naprężeń działających na kierunkach głównych opisana jest jako dewiator naprężenia q.
Zaznaczyć należy, że zmiany wspomnianych wcześniej wymiarów, a właściwie ich wzajemne powiązanie nie jest, w odniesieniu do próbek gruntu testowanych w aparatach trójosiowych, determinowane przez współczynnik Poissona ν. Rzeczywiste odkształcenia

[1] kwilk@prz.edu.pl

deformacyjne próbek są bardzo zróżnicowane – szczególnie na ich wysokości (próbki przybierają kształt beczkowaty). Największy przyrost wymiaru radialnego występuje w okolicach środka wysokości próbki, i jak wykazują badania, istotnie przewyższa on wartości, których spodziewać by się można na podstawie współczynnika rozszerzalności bocznej. Z kolei odkształcenia radialne na końcach próbek są niezauważalne. Ten stan rzeczy należy przypisać wpływowi dwóch czynników: zwiększonemu tarciu gruntu o kamienie porowe ograniczające próbkę z góry i z dołu oraz zwiększonemu uciskowi gruntu przez gumową osłonkę, która w pobliżu końców jest mocowana (uszczelniana) za pomocą o-ringów.

2. OPIS PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

2.1. Charakterystyka badanego gruntu

Badaniom w komorze trójosiowego ściskania z pomiarem lokalnych odkształceń poddano próbki gruntów aluwialnych pobranych z wykopów badawczych z terasy zalewowej rzeki Wisłok w okolicach Lisiej Góry w Rzeszowie. Głębokość pobrania badanych próbek to 1,0 – 1,7 m p.p.t., stopień plastyczności I_L = 0,1-0,2 [1]. Badanymi gruntami były mady spoiste, przeważnie gliny i pyły piaszczyste zawierające części organiczne średnio w ilości ok. 1,5% (straty prażenia 1,5% – 5,5%). Zawartość podstawowych frakcji uziarnienia opisanych mad przedstawiała się następująco: frakcja ilasta: 9,5% – 14%, frakcja pylasta 37,5% – 54%, frakcja piaszczysta 34% – 52,5%. Pozostałe oznaczone parametry fizyczne [2] badanego gruntu to: wilgotność – zawierająca się w granicach 18% – 22%, gęstość objętościowa – wynosząca 2,03 t/m^3 – 2,10 t/m^3 oraz porowatość – w granicach 0,34 – 0,38.

Podłoże, z którego pobrano próbki do badań jest, ogólnie rzecz ujmując podłożem słabym, powstałym w wyniku losowego odkładania podczas wezbrań materiału mineralnego i organicznego wleczonego przez rzekę. Taka geneza powstania jest podstawą domniemania zmniejszonej nośności oraz znacznej odkształcalności gruntu. Stanowi to też zasadniczą trudność w jednoznacznym rozpoznaniu i opisie parametrów gruntów aluwialnych. Prowadzone badania potwierdzają niejednorodność budowy podłoża gruntowego na obszarach teras zalewowych, skromne możliwości przenoszenia obciążeń przez takie grunty, a także ich znaczną odkształcalność. Zawartość części organicznych w badanych gruntach nie okazała się duża, stąd mady zaliczyć należy jako grupę przejściową pomiędzy gruntami mineralnymi i organicznymi [3], [4], a istotny wpływ na obniżone wartości parametrów należy przypisać brakowi znaczących obciążeń konsolidujących grunty aluwialne na przestrzeni czasu.

Badania służące określeniu odkształceń lokalnych wykonane zostały łącznie na 19 próbkach gruntu.

2.2. Opis użytej aparatury

Badania deformacji próbek gruntów madowych przeprowadzono w aparacie trójosiowym firmy GDS Instruments Ltd. z wykorzystaniem czujników do pomiaru lokalnych odkształceń próbek walcowych. Czujniki wykorzystywały w pomiarach efekt Halla. Mierzoną wielkością, w tym przypadku były zmieniające się wartości napięcia stałego prądu elektrycznego przepływającego przez płytkę półprzewodnikową. Zmiany tego napięcia z kolei były spowodowane zmianami natężenia pola magnetycznego wokół płytki wynikającymi z przemieszczania (przesuwania) się źródła tego pola (magnesu) względem powierzchni płytki (właściwego czujnika) [5], [6]. Odczytane wielkości elektryczne zapisywane były w pliku na twardym dysku komputera.

Zestaw służący do pomiarów lokalnych odkształceń próbek gruntu składał się z trzech czujników przemieszczeń, dwóch do określania zmian wymiarów osiowych i jednego do wyznaczenia przyrostu odkształceń radialnych.

Czujniki mierzące przemieszczenia osiowe standardowo mocowane są po przeciwnych stronach próbki, w związku z powyższym możliwe jest określenie średniej wartości tego rodzaju odkształceń. Odległość mocowania obu elementów kompletu detektorów przemieszczeń osiowych wynosi ok. 50 mm, w związku z tym pomiar dotyczy środkowej części próbki na powyższej wysokości, gdzie przeważnie odkształcenia radialne są największe.

Czujnik służący określeniu zwiększenia poprzecznego wymiaru próbki mocowany jest poziomo po przeciwnych jej stronach w środku wysokości. W związku z powyższym pomiarowi podlega zwiększenie średnicy badanej próbki w przekroju wyznaczonym przez miejsca zamocowania wspomnianego sensora. W osi prostopadłej do miejsc mocowania zlokalizowano: z jednej strony przegub łączący dwa ramiona kompletu pomiarowego, a ze strony przeciwnej właściwy zestaw pomiarowy (czujnik) [5]. W związku z zaprezentowanym rozwiązaniem sposobu pomiaru odkształceń należy zauważyć, że faktyczny pomiar w tym przypadku dotyczy dwukrotności przyrostu średnicy badanej próbki, co należy uwzględnić w analizie wyników przeprowadzonych testów.

Zmiany odczytów napięcia czujników są nieliniowe względem przemieszczeń, które je wywoływały. Rodziło to konieczność wyskalowania czujników – każdego z osobna, gdyż ich charakterystyka nie była jednakowa. Procesu tego dokonano wykorzystując śrubę mikrometryczną celem ustalenia wartości przemieszczenia, jednocześnie odnotowując odpowiadającą danemu przemieszczeniu wartość napięcia.

2.3. Parametry badań

Badania prowadzone były przy stałych w czasie trwania testu wartościach naprężeń głównych σ_1 i σ_3, w warunkach umożliwiających odpływ wody z próbki. Naprężenia radialne σ_3 w każdym teście wynosiły 100 kPa, natomiast naprężenia osiowe σ_1 były większe od naprężeń radialnych σ_3, przy czym w czasie trwania testu również nie podlegały zmianom. Wartości naprężeń σ_1 dla poszczególnych testów przybierały wartości od 150 kPa do 200 kPa i były stopniowane co 10 kPa. Stopniowanie wartości naprężeń osiowych miało na celu wychwycenie ewentualnych istotnych różnic wyników badań (charakteru odkształceń), na które wpływ mogła mieć wielkość zadanego obciążenia.

Zaznaczyć należy, że podczas badań pomiarowi podlegało również ciśnienie wody w porach próbek gruntu u, a jego wartości zostały uwzględnione w późniejszych obliczeniach. Całość przeprowadzonej analizy wyników dokonano w oparciu o efektywne wartości naprężeń działających na próbki w czasie trwania badań.

3. ANALIZA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

Przeprowadzone badania wykazały znacznie większe wartości odkształceń, zwłaszcza deformacji radialnych, niż wynikałoby to z uwzględnienia współczynnika Poissona ν ustalanego poprzez porównanie badań modułów odkształcenia objętościowego gruntu K wykonywanych w aparacie trójosiowego ściskania firmy GDS Instruments Ltd. (trójosiowy stan odkształcenia próbki gruntu) oraz edometycznych modułów ściśliwości gruntu (ustalonych w jednoosiowym stanie odkształcenia).

Opis przeprowadzonych badań służących wyznaczeniu współczynnika Poissona ν autor przedstawił we wcześniejszej pracy [7]. Zaznaczyć należy, iż uzyskane w wyniku wspomnianych analiz wartości parametrów odkształceniowych nie mogą być porównywane

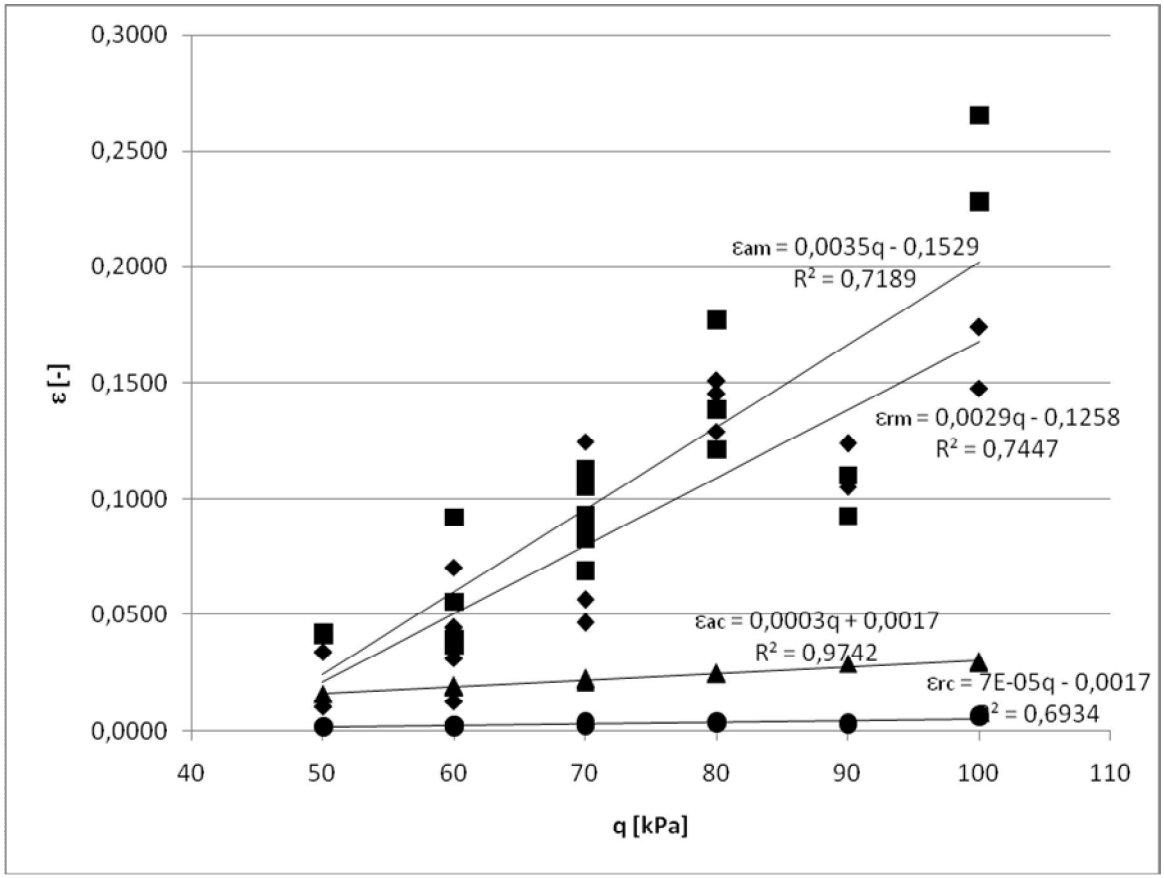
z wielkościami charakteryzującymi nieskonsolidowane spoiste podłoże zawartymi w ogólnodostępnym piśmiennictwie [8], [9].

Określone we wcześniejszych badaniach [7] wartości ν okazały się zależne od wartości naprężenia, którym poddano badane próbki gruntu, a zwłaszcza od historii obciążenia. W związku z powyższym ustalono średnią wartość współczynnika Poissona ν z uwzględnieniem zakresów kolejnych stopni obciążenia pierwotnego 0 – 100 kPa. Wartość ta wyniosła 0,296 i zdaniem autora jest najbardziej właściwa dla analizowanych w niniejszej pracy przypadków.

Wartość modułu odkształcenia objętościowego gruntu K, ustalono na poziomie 2932 kPa. W oparciu o powyższe wyniki określono moduł pierwotnego odkształcenia objętościowego E_0 jako równy 3587 kPa.

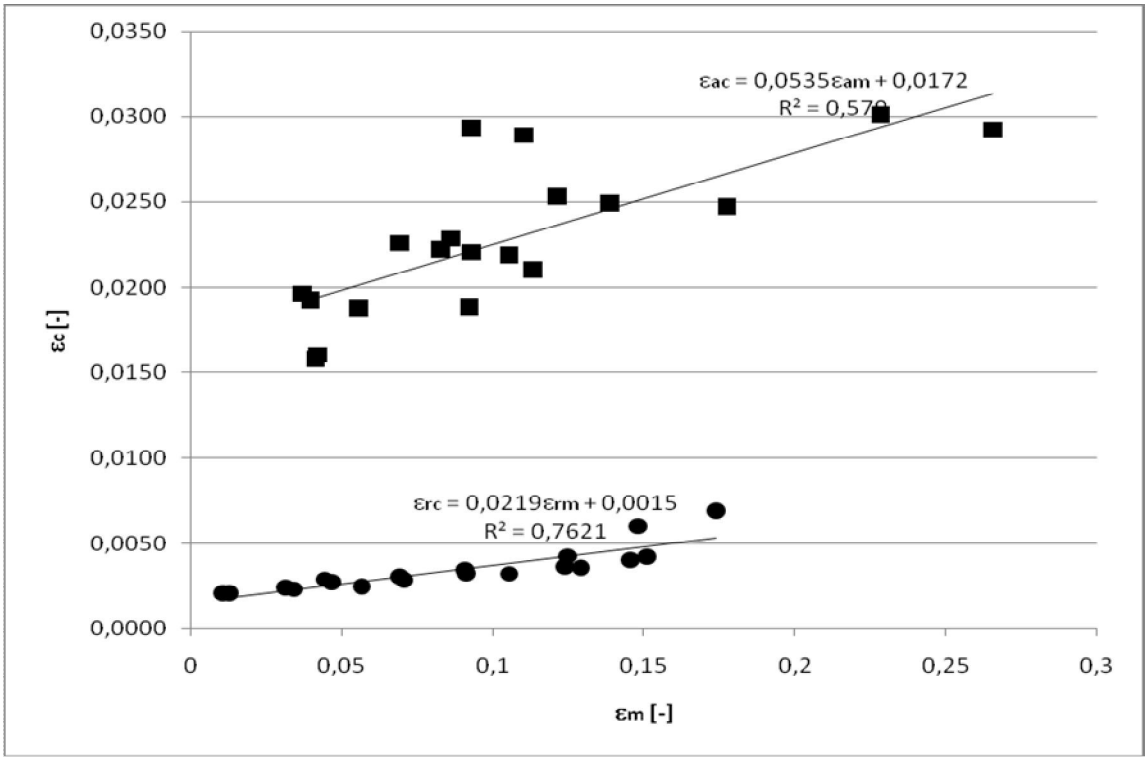
Posłużenie się wyżej wymienioną wartością ν oraz odpowiadnią wartością modułu pierwotnego odkształcenia objętościowego E_0 pozwoliło na oszacowanie teoretycznych odkształceń badanych próbek gruntu dla określonych warunków badania.

W analizowanym zakresie dewiatora naprężeń zależność jednostkowych odkształceń osiowych (ε_{ac} i ε_{am}) i radialnych (ε_{rc} i ε_{rm}) próbek gruntu od wartości q okazała się liniowa (Rys. 1.). Przy przyjęciu liniowo proporcjonalnych powiązań (zarówno w odniesieniu do obliczonych, jak i pomierzonych deformacji) kwadraty współczynników korelacji R^2 przyjęły największe wartości. Zwrócić należy uwagę na znacznie bardziej intensywny (ponad dziesięciokrotnie) wzrost odkształceń pomierzonych w trakcie testów względem zmian dewiatora naprężenia, niż wynikałoby to z obliczeń wykonanych w oparciu o wcześniej ustalone parametry odkształceniowe [7].



Rys. 1. Wykres zależności obliczonych i pomierzonych odkształceń osiowych (ε_{ac} i ε_{am}) i radialnych (ε_{rc} i ε_{rm}) od dewiatora naprężenia q.

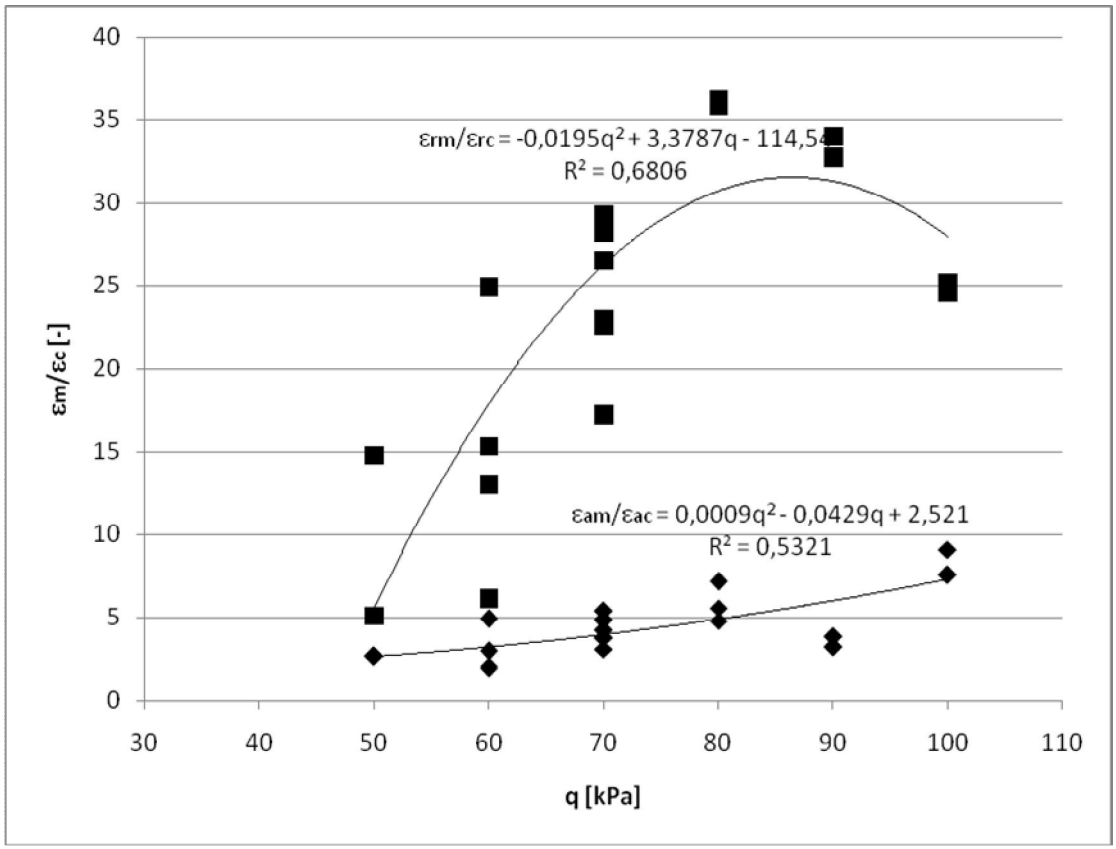
Charakter zależności przy wzajemnym porównaniu odkształceń obliczonych względem pomierzonych (Rys. 2.) najlepiej odzwierciedlają równania: wykładnicze – w odniesieniu do deformacji osiowych oraz logarytmiczne – w odniesieniu do odkształceń radialnych. Wraz z obliczoną teoretyczną zmianą wysokości próbek ε_{ac} następuje nieliniowy wzrost intensywności odpowiadających im wartości pomierzonych ε_{am}. W przypadku zmian wymiarów poprzecznych próbek sytuacja okazała się odwrotna, tzn. zwiększenie obliczonych wartości ε_{rc} ograniczało intensywność przyrostu zmierzonych zmian radialnych próbek gruntu ε_{rm}. Kwadrat współczynnika skorelowania R^2 wyników badań przedstawionych na Rys. 2. z opisującymi je liniami trendu należy uznać za wystarczający dla badanego gruntu.



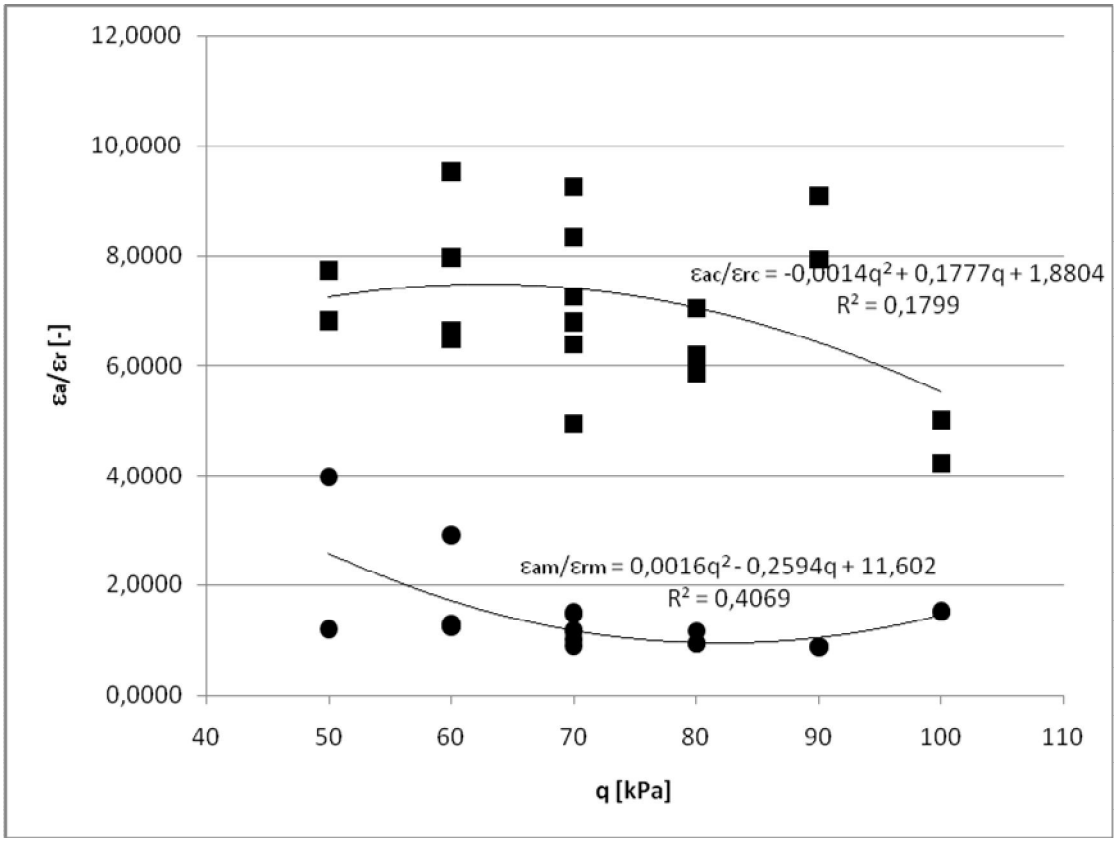
Rys. 2. Wykres zależności obliczonych odkształceń osiowych ε_{ac} i radialnych ε_{rc} od odpowiadających im pomierzonych w badaniach odkształceń osiowych ε_{am} i radialnych ε_{rm}.

Oprócz scharakteryzowanych wyżej zależności za istotne dla opisu lokalnych odkształceń próbek gruntu uznano przedstawienie wzajemnych powiązań pomiędzy stosunkiem pomierzonych i obliczonych odkształceń osiowych ($\varepsilon_{am}/\varepsilon_{ac}$) oraz analogicznie odkształceń radialnych ($\varepsilon_{rm}/\varepsilon_{rc}$) uwarunkowanych wartością dewiatora naprężenia q (Rys. 3.). Rozbieżności pomiędzy pomierzonymi i obliczonymi wartościami zmian wysokości próbek gruntu sięgają kilkuset procent, a stosunek ten zwiększa się nieliniowo wraz ze wzrostem dewiatora naprężenia q. Niezgodności odnoszące się do odpowiednich odkształceń w kierunku prostopadłym do osi badanych próbek są jeszcze większe, przy czym w ich przypadku zaobserwowany został trend zmniejszania się stosunku $\varepsilon_{rm}/\varepsilon_{rc}$ przy większych wartościach dewiatora q.

Analizie poddane zostały również proporcje pomiędzy lokalnymi odkształceniami osiowymi i radialnymi określonymi w wyniku pomiarów i obliczeń. Stosunek pomierzonych wartości $\varepsilon_{am}/\varepsilon_{rm}$ jest ogólnie mniejszy niż odpowiednich obliczonych $\varepsilon_{ac}/\varepsilon_{rc}$, zaś charakterystyka trendu zmian wspomnianych proporcji względem wielkości dewiatora naprężenia q opisana została na wykresie – Rys. 4. Skorelowanie wyników dla tych zależności nie okazało się zbyt duże.

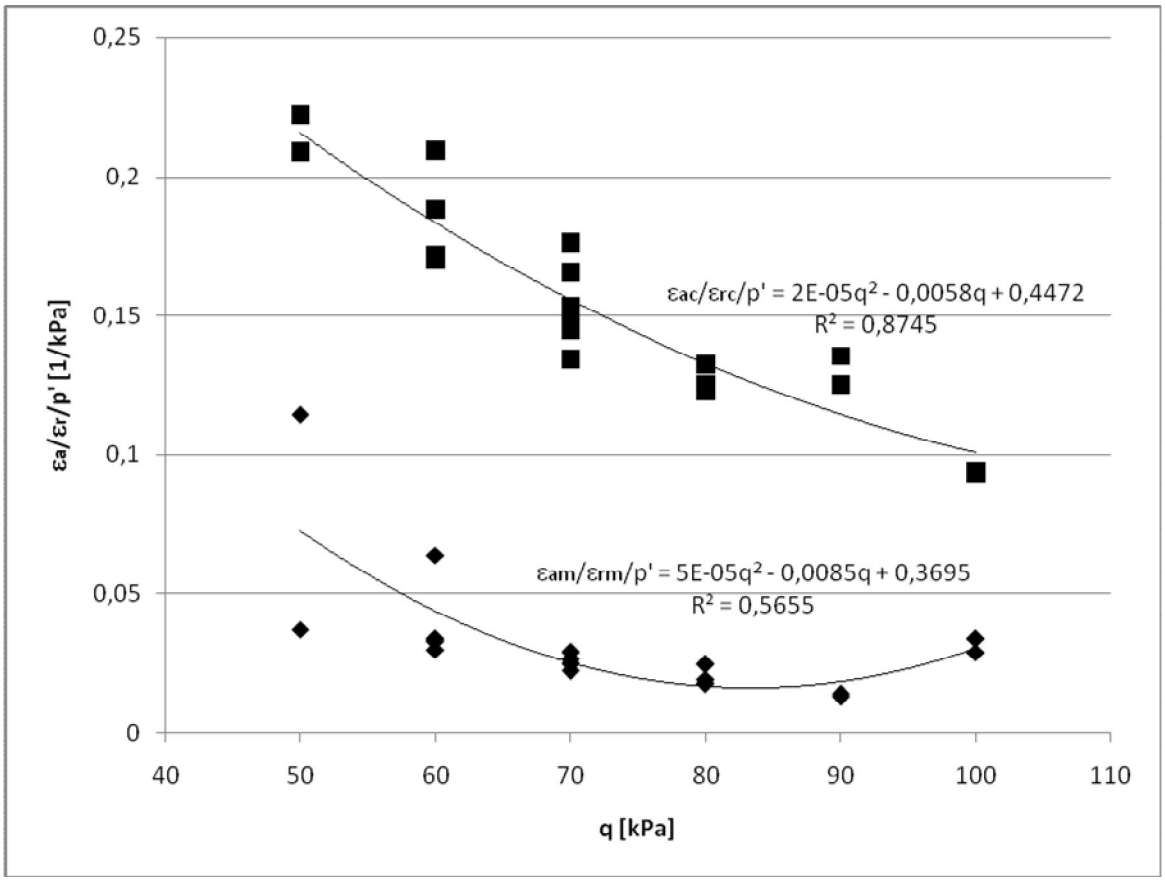


Rys. 3. Wykres zależności wzajemnej proporcjonalności pomierzonych i obliczonych odkształceń osiowych (e_{am}/e_{ac}) i radialnych (e_{rm}/e_{rc}) od dewiatora naprężenia q.



Rys. 4. Wykres zależności wzajemnej proporcjonalności pomierzonych odkształceń osiowych i radialnych ($\varepsilon_{am}/\varepsilon_{rm}$) oraz obliczonych odkształceń osiowych i radialnych ($\varepsilon_{ac}/\varepsilon_{rc}$) od dewiatora naprężenia q.

Wobec niezbyt dużych zgodności uzyskanych w przypadku zależności zobrazowanych na wykresie powyżej (Rys. 4.), przeprowadzono dodatkowe wnioskowanie uwzględniające wpływ średnich naprężeń efektywnych p' (Rys. 5.). Kształt linii trendu, a przede wszystkim wartości kwadratu współczynnika korelacji R^2 w sytuacji, gdy weźmiemy pod uwagę p', świadczą o istotnym wpływie tego parametru na odkształcenia próbek gruntu.



Rys. 5. Wykres zależności wzajemnej proporcjonalności pomierzonych odkształceń osiowych i radialnych ($\varepsilon_{am}/\varepsilon_{rm}$) oraz obliczonych odkształceń osiowych i radialnych ($\varepsilon_{ac}/\varepsilon_{rc}$) z uwzględnieniem wpływu średniego naprężenia efektywnego p' od dewiatora naprężenia q.

4. PODSUMOWANIE

Pomiar lokalnych deformacji próbek gruntu badanych w aparacie trójosiowego ściskania jest zagadnieniem bardzo złożonym i trudnym. Pojawiają się przy tej okazji problemy techniczne związane z właściwym mocowaniem czujników przemieszczeń, ale również związane z samą procedurą badań, doborem optymalnych obciążeń, którym poddany zostanie grunt. Na wspomniane elementy badacz może jednak w pewnym stopniu wpływać. Podczas tego typu badań mamy również do czynienia z trudnościami wynikającymi ze specyfiki badanego gruntu, jego anizotropią, a dalej idąc ze zróżnicowanymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi, wynikającymi ze złożonych procesów kształtujących podłoże. Nie ma dwóch identycznych próbek, w związku z powyższym wyniki przeprowadzonych na nich badań również w pewnym stopniu będą od siebie odbiegać. Powyższe stwierdzenie ma podstawowe znaczenie przy określaniu właściwości podłoża madowego, powstałego w wyniku szczególnych procesów geologicznych.

Pomimo obiektywnych trudności studiując wyniki przeprowadzonych wcześniej analiz należy stwierdzić, że udało się na ich podstawie określić pewne trendy, którym podlegają lokalne deformacje próbek gruntów madowych. Ze względu na statystycznie niewielką liczbę

wykonanych badań, ich rezultatów nie można w chwili obecnej ekstrapolować na inne grunty. Stanowić mogą one jednak przyczynek do poszerzenia zakresu prowadzonych badań, jak również stanowić pewne źródło porównawcze dla innych badaczy. Jako główny komentarz odnośnie różnic w wartościach pomierzonych i obliczonych odkształceń radialnych należy wskazać, iż współczynnik Poissona ν nie jest parametrem odzwierciedlającym miejscowe zmiany kształtu próbek gruntu badanych aparacie trójosiowego ściskania.

Piśmiennictwo

[1] Jaremski J., Wilk K.: Influence of fen soils moisture changes on the strength parameters and applied foundation solutions. Proc. of the 10-th International Congress of the IAEG, Nottingham, 2006.
[2] Polska Norma PN-88/B-04481 Grunty budowlane. Badania próbek gruntów.
[3] Jaremski J., Wilk K.: O niektórych badaniach gruntów madowych w aparacie GDS. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 211, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z.37, Rzeszów, 2004, s. 119-126.
[4] Myślińska E.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
[5] Clayton C.R.I., Khratush S.A., Bica A.V.D., Siddique A.: The use of Hall effect semiconductors in geotechniczal instrumentation. Geotechnical Testing Journal, Vol. 12, No. 1, March 1989, s. 69-76.
[6] Świdziński W.: Kilka uwag odnośnie lokalnego pomiaru przemieszczeń w systemach trójosiowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 1756, budownictwo z. 111, Gliwice 2007, s. 411-418
[7] Wilk K.: Badania odkształcalności gruntów madowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 276, Budownictwo i Inżynieria Środowiska z.58 (nr 3/2011/II), Rzeszów, 2011, s. 93-100.
[8] Polska Norma PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli.
[9] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2000.

RESEARCH OF LOCAL STRAIN OF FEN SOIL SAMPLES

Summary

Results of deformation of soil samples tested in a triaxial apparatus chamber are presented. Measurements conducted in the GDS Instruments Ltd. triaxial set were related to the local strain, i.e. height reduction and diameter increase of the samples, as a result of stress action of deformed deviator q. The dispersion of obtained test results should be regarded as acceptable because the experiments were done for heterogeneous soils – cohesive soils of river origin. Many difficulties connected with realization of local strain measurement have been pointed out. The author has also paid attention to some independent causes affecting the tests results. Interpretation and application of the results in engineering practice is questionable in range of difference between conditions of testing in a triaxial apparatus chamber and “in situ” conditions.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Jerzy Antoni ŻURAŃSKI[1]
Andrzej SOBOLEWSKI[2]
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

PRÓBA PROBABILISTYCZNEJ OCENY GŁĘBOKOŚCI PRZEMARZANIA GRUNTU

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono próbę zastosowania rachunku prawdopodobieństwa do prognozowania głębokości przemarzania gruntu. Omówiono pokrótce czynniki wpływające na przemarzanie gruntu oraz technikę pomiarów temperatury gruntu wykonywanych przez stacje meteorologiczne Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Podano zasady wyznaczania położenia izotermy zerowej w gruncie stosowane przez IMGW – PIB. Na przykładach danych pomiarowych z pięciu stacji meteorologicznych, położonych w różnych regionach Polski, przedstawiono metodę i wyniki probabilistycznego ujęcia położenia izotermy zerowej w gruncie. Otrzymane wyniki porównano z postanowieniami obecnej normy [1] i zaproponowano dalszy tok postępowania.

SŁOWA KLUCZOWE: przemarzanie gruntu, izoterma zerowa, rozkład Gumbela, normy

1. WSTĘP

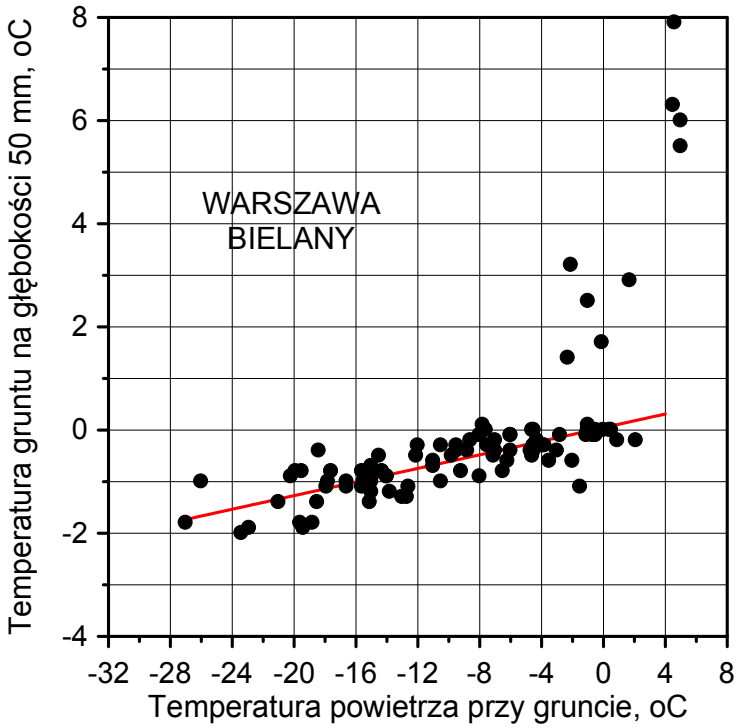
Przemarzanie gruntu zimą jest jednym ze zjawisk będących skutkiem oddziaływań klimatu – w tym przypadku ujemnej temperatury powietrza. Jest ono ważnym zjawiskiem, które należy brać pod uwagę w projektowaniu fundamentów budowli naziemnych oraz w projektowaniu obiektów i urządzeń podziemnych. Głębokość, do której sięga przemarzanie gruntu jest określana jako położenie izotermy zerowej. Ostatnia mapa stref przemarzania, podana w Polskiej Normie [1], jest przeniesiona z poprzedniej normy, z 1974 roku [2]. Mapy podane w normach wcześniejszych są podobne [3] [4]. Ostatnia mapa została więc opracowana ponad 35 lat temu i to jest wystarczający powód, aby uaktualnić zawarte w niej informacje. Z pracy Wierzbickiego [5] wynika, że zasób danych wykorzystanych do przygotowania normy z 1974 roku był skromny. Prawdopodobnie opracowano ją na podstawie pomiarów wykonanych podczas jednej, wyjątkowo mroźnej zimy, 1962/63, tak jak to sugerowano później [5]. Obecnie, dysponując wynikami pomiarów z około 30 do 50 lat można do opracowania danych pomiarowych zastosować rachunek prawdopodobieństwa i wyznaczyć taką wartość położenia izotermy zerowej, która będzie miała akceptowane prawdopodobieństwo przekroczenia w wybranym okresie odniesienia.

[1] jzuranski@pro.onet.pl
[2] a.sobolewski@itb.pl

2. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA PRZEMARZANIE GRUNTU

Czynniki wpływające na głębokość zamarzania gruntu można podzielić na zależne od warunków klimatycznych i od warunków gruntowych. Najważniejszym czynnikiem klimatycznym jest temperatura powietrza i czas jej występowania. Im dłuższy czas trwania ujemnej temperatury powietrza tym głębsze przemarzanie gruntu. Ważnym czynnikiem jest grubość pokrywy śnieżnej lub jej brak, a także suma opadów deszczu przed i w czasie zimy, co wpływa na ilość wody w gruncie i przewodzenie ciepła. Na głębokość przemarzania wpływa również rodzaj gruntu.

Jako przykład wpływu temperatury powietrza na temperaturę gruntu przedstawiono wyniki jednoczesnych pomiarów temperatury powietrza przy gruncie i temperatury gruntu na głębokości 50 mm w czasie bardzo śnieżnej zimy 1978/79 (rys. 1).



Rys. 1. Temperatura gruntu na głębokości 50 mm w funkcji temperatury powietrza przy gruncie w dniach od 25 grudnia 1978 do 30 marca 1979 r.

Na temperaturę górnych warstw gruntu ma wpływ przepływ ciepła z jego głębszych, cieplejszych warstw. Jest to widoczne na przedstawionym przykładzie, gdy temperatura powietrza przy gruncie waha się wokół zera, a uwidacznia się jeszcze bardziej w miarę jej wzrostu. Przy temperaturze powietrza powyżej 4 ^{o}C temperatura gruntu jest już od niej wyższa. Takie wartości zmierzono w ostatnich dniach marca 1979 roku, bez pokrywy śnieżnej.

Maksymalną głębokość zamarznięcia gruntu utożsamia się z głębokością, na której występuje izoterma zerowa. Jest to pewnym uproszczeniem zagadnienia. Zwykle gleba zamarza przy temperaturze niższej od 0°C, ponieważ w wodzie zawartej w glebie rozpuszczone są różne składniki chemiczne, obniżające temperaturę jej zamarzania. Dlatego głębokość zamarzania gruntu i położenia izotermy zerowej nie jest jednakowa – zwykle izoterma zerowa leży poniżej głębokości przemarzania.

3. ZASADY WYZNACZANIA POŁOŻENIA IZOTERMY ZEROWEJ W GRUNCIE

Pomiary temperatury gruntu wykonują stacje meteorologiczne Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowego Instytutu Badawczego w liczbie około 60 (ich liczba zmienia się od czasu do czasu). Mierzą one temperaturę gruntu codziennie, o godzinie 6:00, 12:00 i 18:00 UTC, na kilku głębokościach. Zwykle są to głębokości 0,05, 0,10, 0,20 i 0,50 m (głębokości podane są w dziennikach obserwacji w centymetrach), a także na głębokości jednego metra. Na wielu stacjach pomiary na głębokości 1 m zaczęto wykonywać dopiero od początku lat osiemdziesiątych XX w., są one prowadzone tylko o godzinie 12:00 UTC.

Technikę pomiarową i metodykę wyznaczania położenia izotermy zerowej w gruncie podano w instrukcji [6]. Do końca XX w. pomiary wykonywano za pomocą specjalnych rtęciowych termometrów zgiętych, kolankowych, o skalach do odczytu znajdujących się nad gruntem, a na głębokości 1 m za pomocą termometrów wpuszczanych w rurkę umieszczoną w gruncie i wyciąganych do odczytu. W przypadku grubej pokrywy śnieżnej, aby dokonać odczytu temperatury trzeba było odgarniać śnieg. Mogło to mieć wpływ na zmierzone wartości temperatury gruntu.

Od pierwszej dekady XXI wieku dokonuje się wymiany termometrów rtęciowych na termopary z odczytem elektronicznym. Odgarnianie śniegu nie jest już konieczne.

Głębokość występowania izotermy 0°C w gruncie w polskiej służbie meteorologicznej wyznacza się:

- jeżeli powierzchnia gruntu o godzinie 06 UTC jest zamarznięta,
- jeżeli występuje w gruncie temperatura ujemna (bez względu na to czy powierzchnia gruntu jest zamarznięta czy nie).

Jeżeli powierzchnia gruntu nie jest zamarznięta, a temperatury gruntowe na wszystkich termometrach wskazują 0°C lub temperaturę dodatnią, to nie wyznacza się izotermy 0°C.

Do obliczania przybliżonej głębokości zamarzania gruntu stosowana jest metoda rachunkowa; wykorzystuje się wskazania termometrów gruntowych o godzinie 6:00 UTC. Za grunt zamarznięty uważa się warstwę, w której temperatura jest niższa od 0°C.

Zasięg izotermy 0°C w gruncie (jej położenie pod powierzchnią) oblicza się według Instrukcji [6], co można przedstawić za pomocą wzoru

$$E_t = A + \frac{a \cdot \Delta t}{\Delta T} \tag{1}$$

w którym:

E_t - głębokość występowania izotermy 0°C;
A - głębokość najniżej położonego termometru wskazującego temperaturę ujemną,
a - grubość warstwy, w której występuje temperatura 0° C; różnica między głębokością położenia termometru wskazującego temperaturę ujemną, a głębokością termometru wskazującego temperaturę dodatnią,
Δt - różnica wartości temperatury na głębokości A i temperatury, której głębokość jest wyznaczana; w przypadku, gdy określana jest głębokość położenia 0°C, Δt jest równa wartości temperatury na głębokości A,
ΔT - różnica wartości temperatury na obu głębokościach, między którymi występuje 0°C.

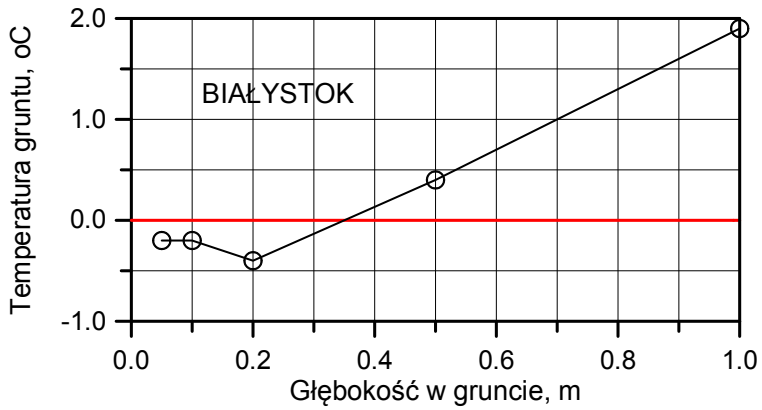
Obserwator codziennie oblicza położenie izotermy zerowej i zapisuje w dzienniku obserwacji. Sposób wyznaczania izotermy zerowej przedstawiono na przykładzie opracowania wyników pomiarów wykonanych jednego dnia przez stację meteorologiczną w Białymstoku. W tablicy 1 zamieszczono wyniki pomiarów z trzech terminów obserwacji,

a na rys. 2 rozkład temperatury w gruncie, na głębokościach do 0,5 m o godzinie 6:00 UTC oraz jedną wartość na głębokości 1 m o 12:00.

Tablica 1. Wyniki pomiarów temperatury gruntu, °C, na stacji meteorologicznej w Białymstoku w dniu 15 marca 2005 r.

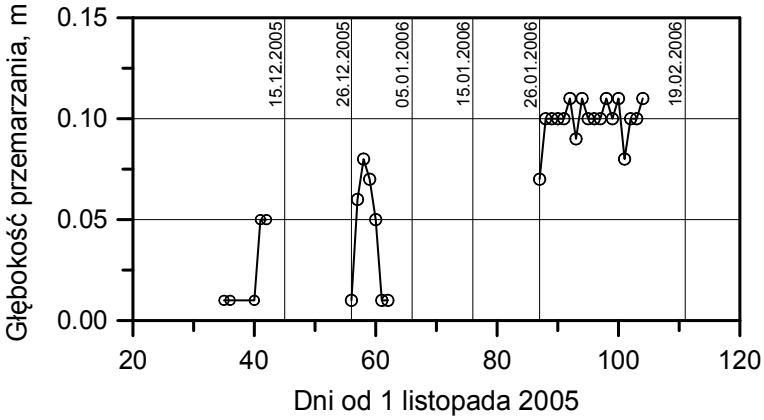
Godzina pomiaru	Głębokość pomiaru, m				
	0,05	0,10	0,20	0,50	1,00
06	-0,2	-0,2	-0,4	0,4	-
12	-0,3	-0,3	-0,4	0,4	1,9
18	-0,2	-0,3	-0,4	0,4	-

W dniu pomiarów grubość pokrywy śnieżnej wynosiła 0,48 m o godzinie 06:00 oraz 0,43 m o godzinie 18 UTC, a temperatura powietrza przy gruncie wynosiła w tym czasie odpowiednio -7,6 i 2,5 °C.



Rys. 2. Temperatura gruntu na stacji meteorologicznej w Białymstoku o godzinie 06:00 UTC (na głębokości 1,0 m o godzinie 12:00 UTC)

Wielkości wchodzące do wzoru (1) są następujące: A = 0,20 m, a = 0,50 – 0,20 = 0,30 m, Δt = - 0,4, ΔT = - 0,4 - 0,4 = - 0,8. Z wzoru (1) otrzymuje się E_t = 0,35 m. Tę samą wartość, odpowiadającą temperaturze gruntu 0 °C, można odczytać z wykresu (rys 2). Warto zauważyć, że na głębokości 0,20 m i głębiej temperatura nie zmieniała się. Na tej podstawie na wykresie danych z godziny 06:00 można dodać wynik z pomiaru wykonanego o godzinie 12:00. Przykładowe wyniki obliczeń położenia izotermy 0°C pokazano na rys. 3. Brak wartości oznacza, że grunt nie był zamarznięty.



Rys. 3. Położenie izotermy zerowej w gruncie w czasie zimy 2005/2006 na stacji meteorologicznej Katowice Muchowiec

Jeżeli położenie izotermy zerowej występowało poniżej głębokości zasięgu termometrów gruntowych to wyznaczenie jej położenia nie było możliwe. W dzienniku obserwacji zapisywano wówczas np. „poniżej 50 cm". W przypadku niektórych stacji meteorologicznych przed 1982 r. zdarzało się to dość często. Wynikają stąd ograniczenia liczby danych przydatnych do obliczeń.

4. PROBABILISTYCZNA METODA PROGNOZOWANIA POŁOŻENIA IZOTERMY ZEROWEJ W GRUNCIE

Z punktu widzenia rachunku prawdopodobieństwa poziom położenia izotermy zerowej w gruncie wyznacza wartość prognozowana, przekraczana z arbitralnie przyjętym prawdopodobieństwem p. Wartość ta, określona zostaje w wyniku aproksymacji rozkładu empirycznego utworzonego z danych pomiarowych, którymi są skrajne wartości maksymalne poziomów położenia izotermy zero w gruncie, wybrane z wielu jednostkowych okresów obserwacji. W przypadku zjawisk klimatycznych ze względu na ich sezonową zmienność takim jednostkowym okresem obserwacji jest t_o=1 rok, rozpoczynający się 1 października.

W odniesieniu do oddziaływań klimatycznych przyjmuje się zwykle, że w dowolnym, poszczególnym roku prawdopodobieństwo jednokrotnego przewyższenia wartości, zwanej charakterystyczną, wynosi p = 0,02, co odpowiada okresowi powrotu 50 lat [8, 9, 10]. Przyjęto zatem również, że w przypadku przemarzania gruntu okres powrotu wartości charakterystycznej położenia izotermy zerowej powinien być taki sam.

Prognozowane wartości położenia izotermy zerowej w gruncie obliczono aproksymując rozkłady empiryczne rozkładem prawdopodobieństwa Gumbela [7-10] (dane IMGW przeliczono z centymetrów na metry). Według tego rozkładu wartość charakterystyczną, $E_{t,k}$, o okresie powrotu T_r, oblicza się z wzoru

$$E_{t,k} = U - \frac{1}{\alpha}\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T_r}\right)\right], \tag{2}$$

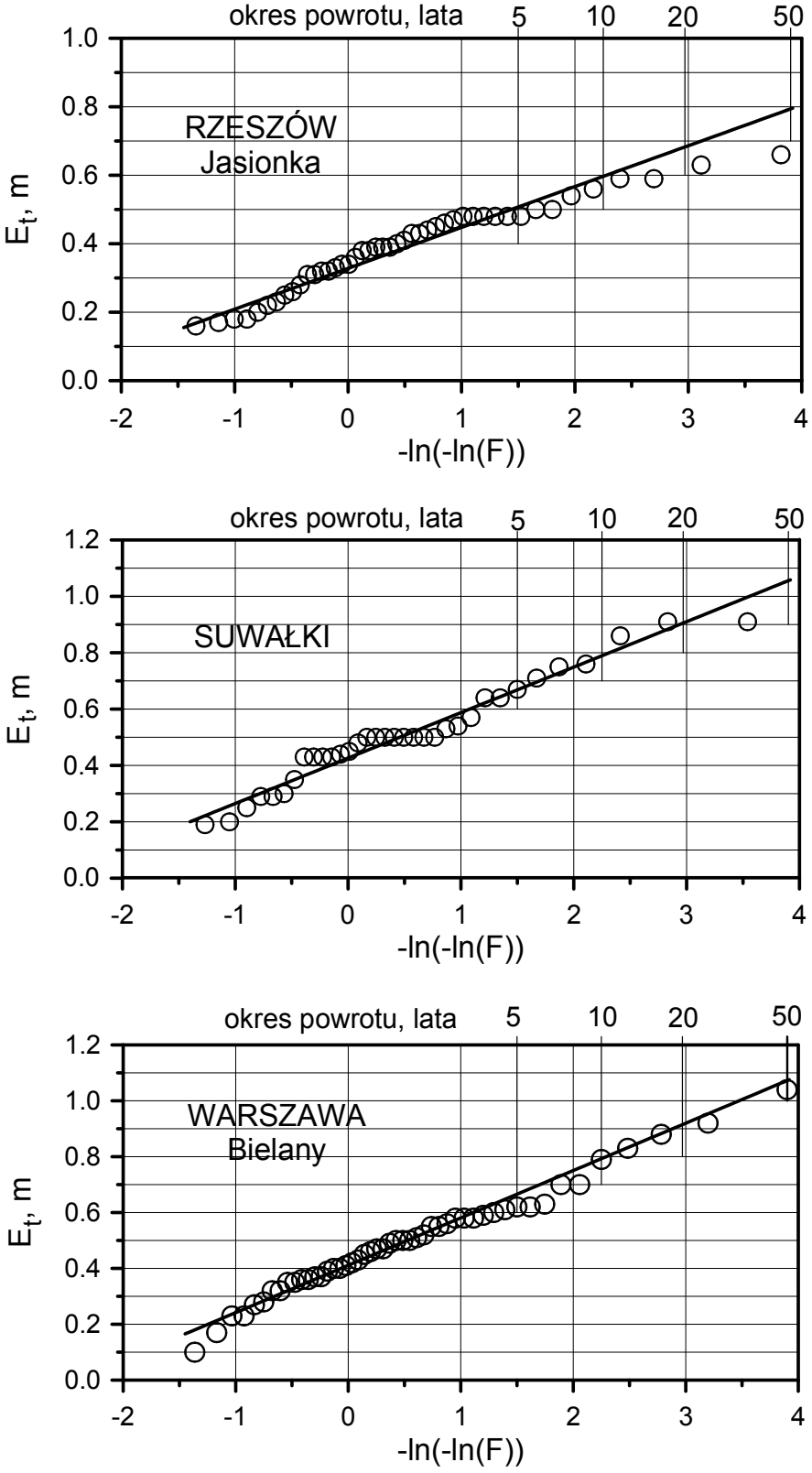
w którym α i U są parametrami rozkładu Gumbela.

Wyniki obliczeń podano w tablicy 2, w tym wartości charakterystyczne $E_{t,k}$ o okresie powrotu 50 lat. Stosując podane parametry rozkładu można obliczyć położenie izotermy zerowej dla innych okresów powrotu.

Tablica 2. Parametry statystyczne i rozkładu Gumbela głębokości przemarzanie gruntu na pięciu stacjach meteorologicznych i wartości charakterystyczne; wartości normowe wg [1].

Parametr statystyczny	Gorzów Wlkp.	Legnica	Rzeszów	Suwałki	Warszawa Bielany
Liczba danych (z 50 lat pomiarów)	50	46	45	34	50
Wartość minimalna, m	0,13	0,05	0,16	0,19	0,10
Wartość maksymalna, m	1,00	1,00	0,66	0,91	1,04
Wartość średnia, m	0,406	0,407	0,392	0,513	0,505
Średnie odchylenie standardowe, m	0,205	0,220	0,128	0,186	0,201
Współczynnik zmienności	0,50	0,54	0,33	0,36	0,40
α, 1/m	6,38	5,81	8,38	6,23	5,86
U, m	0,314	0,307	0,328	0,426	0,411
Wartość charakterystyczna $E_{t,k}$, m	0,93	0,98	0,79	1,05	1,08
Wartość normowa $E_{t,}$, m	0,80	0,80	1,00	1,40	1,00

Przykłady aproksymacji wartości empirycznych E_t rozkładem Gumbela przedstawiono na rys. 4. Parametry rozkładu Gumbela oszacowano metodą największej wiarogodności.



Rys. 4. Rozkłady empiryczne wartości maksymalnych rocznych położenia izotermy zerowej na siatce probabilistycznej rozkładu Gumbela oraz rozkłady teoretyczne

5. PODSUMOWANIE I UWAGI KOŃCOWE

W artykule przedstawiono zastosowanie rachunku prawdopodobieństwa do oceny głębokości przemarzania gruntu, a ściślej, położenia izotermy zerowej. Maksymalne roczne (z roku rozpoczynającego się 1 października) głębokości położenia izotermy zerowej w gruncie aproksymowano rozkładem prawdopodobieństwa Gumbela. W przypadku niektórych stacji, jak na przykład w Rzeszowie – Jasionce, właściwszy byłby trójparametryczny rozkład Weibulla [9]. Obliczone wartości charakterystyczne, o okresie powrotu 50 lat zawierają się w zakresie od ok. 0,8 m w Rzeszowie do ok. 1,1 m w Warszawie. Zwraca uwagę niewielka różnica wartości otrzymanych na podstawie danych z Legnicy, Warszawy i Suwałk, miejscowości znajdujących się w dość różnych warunkach klimatycznych. Otrzymane wartości są inne niż podane w normie [1] (tabl. 2). Na przykład, w Legnicy otrzymano 0,98 m wobec normowej wartości 0,8 m, a w Suwałkach 1,05 m, podczas gdy w normie podano 1,4 m. Niezbędna jest zatem analiza danych ze wszystkich stacji meteorologicznych, które mierzą temperaturę gruntu. W wyniku takiej analizy możliwe będzie opracowanie nowej mapy przemarzania gruntu w Polsce.

W artykule wykorzystano wyniki pracy wykonanej w ramach tematu NG-63/2011, sfinansowanego ze środków na działalność statutową Instytutu Techniki Budowlanej w roku 2011, realizowanego przez Zakład Geotechniki i Fundamentowania ITB, a w zakresie przedstawionym w artykule przez Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych ITB.

Piśmiennictwo

[1] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
[2] PN-74/B-03020 Grunty budowlane. Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich
[3] PN-55/B-03020 Grunty budowlane. Wytyczne wyznaczania dopuszczalnych obciążeń jednostkowych
[4] PN-59/B-03020 Grunty budowlane. Wytyczne wyznaczania dopuszczalnych obciążeń jednostkowych
[5] Wierzbicki Z.: O głębokości przemarzania gruntu i czasie jego trwania w Polsce.- Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Materiały Badawcze, Seria: Meteorologia, Warszawa 1978
[6] Janiszewski F.: Instrukcja dla stacji meteorologicznych.- Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1988
[7] Gumbel E.J.: Statistics of extremes.- Columbia University Press, New York 1958
[8] Żurański J.A.: Sobolewski A.: Obciążenie śniegiem w Polsce. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2009
[9] Sobolewski, A.: Probabilistyczny model obciążenia śniegiem gruntu jako wielkości odniesienia w prognozowaniu obciążenia śniegiem dachów - Praca doktorska, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2010
[10] Żurański J.A.: Oddziaływania klimatyczne w normach projektowania konstrukcji.- 57. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Rzeszów – Krynica 2011

AN ATTEMPT AT PROBABILISTIC ASSESSMENT OF SOIL FREEZING DEPTH

Summary

The paper deals with the probabilistic method of soil freezing depth assessment. Yearly (winter) maxima of zero centigrade isotherm position were approximated by Gumbel probability distribution. Its parameters were estimated using the maximum likelihood method. The results obtained on the basis of data from five meteorological stations and 30 to 50 years of observations, called characteristic values of 50-year return period, are not the same as given in the Polish Standard. The need of recalculation the data from all meteorological stations in Poland is pointed out.

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - DROGI

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marek BAUER[1]
Politechnika Krakowska

OCENA WARUNKÓW PRZEJAZDU AUTOBUSÓW PO WYDZIELONYCH PASACH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono znaczenie wydzielonych pasów autobusowych jako rozwiązania sprzyjającego zwiększeniu atrakcyjności komunikacji zbiorowej. Omówiono przyczyny zróżnicowania prędkości autobusów na wydzielonych pasach autobusowych. Przedstawiono wyniki własnych badań czasu przejazdu po odcinkach z pasami autobusowymi. W efekcie przeprowadzonych analiz określono potencjalne możliwości funkcjonalnych pasów w warunkach miejskich.

SŁOWA KLUCZOWE: pas autobusowy, inżynieria ruchu, komunikacja miejska

1. ZNACZENIE PASÓW AUTOBUSOWYCH

W dobie stale zwiększającej się mobilności mieszkańców polskich miast, wzrasta liczba podróży, szczególnie tych związanych z obszarami śródmiejskimi. Skutkuje to coraz częściej występującymi stanami kongestii, o coraz to większym zasięgu obszarowym. Istniejące przekroje ulic w centrach miast nie są w stanie pomieścić rosnącej liczby pojazdów, to samo dotyczy parkingów. Dalsza rozbudowa układu drogowego – jeśli w ogóle jest możliwa – najczęściej przynosi tylko chwilowe efekty, po okresie wyraźnej poprawy warunków ruchu, z czasem następuje nasycenie ruchem powiększonego przekroju.

Znacznie bardziej racjonalnym sposobem rozwiązywania problemów ruchowych w centrach miast jest stałe zwiększanie udziału komunikacji zbiorowej w podróżach, gdyż wykorzystuje ona przestrzeń publiczną znacznie efektywniej niż indywidualna [3]. Jednak, aby to było możliwe, konieczne jest zmniejszenie przewagi samochodu osobowego, który w świadomości znacznej części społeczeństwa jest ciągle symbolem luksusu i pozycji społecznej, kojarzy się z bezpośredniością połączenia, zachowaniem prywatności oraz wysokim poziomem komfortu podróży. Przewagę tę można zniwelować tylko wysoką sprawnością i niezawodnością działania komunikacji zbiorowej, która jest w stanie zaoferować wysoką, konkurencyjną w stosunku do samochodu prędkość, a także punktualność i dostępność oraz stwarzać poczucie pewności odbycia podróży w określonym czasie. Jest to możliwe między innymi, dzięki oddzieleniu potoku pojazdów komunikacji zbiorowej od potoku pozostałych pojazdów.

[1] mbauer@pk.edu.pl,

Taką funkcję spełniają wydzielone pasy autobusowe, coraz powszechniej stosowane w polskich miastach. Są one wprowadzane głównie w obszarach śródmiejskich oraz na ciągach dojazdowych do obszarów centrum. Z założenia, umożliwiają przejazd autobusów z wysoką prędkością, niekiedy wyższą niż prędkość pojazdów na pozostałych pasach ogólnodostępnych. Sprzyjają zmniejszeniu rozrzutu czasu przejazdu, co ułatwia budowę realistycznych rozkładów jazdy oraz wpływa na zwiększenie punktualności i regularności kursowania. Stwarzają także możliwość koncentracji większej liczby linii i pojazdów komunikacji zbiorowej, co z kolei zwiększa jej dostępność dla użytkowników.

W niniejszym referacie podjęto próbę analizy możliwości funkcjonalnych pasów zlokalizowanych przy chodniku, po prawej stronie przekroju ulicy, czyli tzw. pasów przykrawężnikowych prawych. Takie usytuowanie dotyczy zdecydowanej większości odcinków z pasami autobusowymi w polskich miastach. Inne rozwiązania pojawiają się sporadycznie, zazwyczaj na krótkich odcinkach.

2. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA WARUNKI RUCHU AUTOBUSÓW NA WYDZIELONYCH PASACH

Warunki ruchu, a tym samym prędkości osiągane przez autobusy poruszające się po wydzielonych pasach ruchu są niekiedy bardzo zróżnicowane. Dotyczy to zarówno prędkości przejazdów poszczególnych autobusów po tym samym odcinku, jak również – w jeszcze większym stopniu – prędkości osiąganych na różnych odcinkach między-przystankowych, nawet w obrębie tego samego ciągu komunikacyjnego. Istnieje bardzo wiele czynników, które w mniejszym lub większym stopniu wpływają na czasy przejazdu autobusów po odcinkach z wydzielonymi pasami. Czynniki te można zestawić w czterech zasadniczych grupach [1]:

- **czynniki związane z infrastrukturą ulic, skrzyżowań i przystanków** – skupiające cechy jezdni z pasami autobusowymi (liczba i szerokości pasów), cechy samych pasów autobusowych (zakres i sposób oddzielenia od innych pasów, długości odcinków dostępnych dla pojazdów skręcających w prawo) oraz cechy przystanków (lokalizacja względem skrzyżowania, liczba stanowisk, szerokości peronów, obecność zatoki) – są to czynniki o deterministycznym, a więc w znacznej mierze przewidywalnym charakterze oddziaływania na prędkości jazdy autobusów, jednak ich wpływ jest potęgowany działaniem czynników związanych z organizacją ruchu, ruchowych i behawioralnych;
- **czynniki związane z organizacją ruchu** – obejmujące cechy programów sygnalizacji świetlnej (długości i udziały sygnału zielonego dla relacji wykonywanych przez autobusy, zakres i sposób przyznawania priorytetów w sygnalizacji), kontrolę ruchu na pasach autobusowych (oznakowanie pasów, liczba i struktura dopuszczonych pojazdów, monitoring), organizację ruchu w bliskim sąsiedztwie pasów (dopuszczenie i rodzaj parkowania na chodnikach, występowanie ograniczeń widoczności) oraz samą organizację przewozów (rozkładowe odstępy między pojazdami, działania dyspozytorskie) – są to czynniki o częściowo deterministycznym i losowym charakterze oddziaływania;
- **czynniki ruchowe** – skupiające wielkość, zmienność i strukturę natężeń ruchu pojazdów (komunikacji zbiorowej i innych) oraz pieszych – jest to grupa czynników o najbardziej losowym charakterze oddziaływania;
- **czynniki behawioralne**, obejmujące zachowania wszystkich uczestników ruchu, w tym kierowców (poziom umiejętności, dyscyplina, cechy psychofizyczne, wielkości przyspieszeń lub opóźnień względem rozkładu jazdy, warunki atmosferyczne) – jest to także grupa czynników silnie losowych, dodatkowo bardzo trudnych do zmierzenia.

Wymienione czynniki mogą się charakteryzować zarówno krótkotrwałym, jak i długotrwałym oddziaływaniem, ich zbadanie kompleksowe, a zwłaszcza odseparowanie poszczególnych wpływów jest bardzo trudne.

3. METODYKA PROWADZENIA BADAŃ

Kwestia sprawności wydzielonych pasów autobusowych w warunkach polskich jest ciągle otwartym tematem badań. Wynika to z faktu, że w Polsce są to ciągle rozwiązania nowe, stosowane w zaledwie kilku miastach. Chociaż korzyści możliwe do osiągnięcia w wyniku zastosowania pasów autobusowych są powszechnie znane, to w praktyce nie ma zbyt wielu rozwiązań, o których można powiedzieć, że stanowią modelowy przykład wydzielenia pasa autobusowego. Wynika to głównie z istniejących uwarunkowań, często także z braku odwagi oraz konsekwencji przy wdrażaniu tego typu rozwiązań. Dotychczasowe badania skupiają się głównie na efektach o charakterze ogólnym, jak skrócenie średniego czasu przejazdu ciągu komunikacyjnego z pasem autobusowym i zazwyczaj mają charakter lokalny. Dlatego prowadzenie badań sprawności pasów autobusowych w powiązaniu z warunkami ruchu, prowadzące do uzyskania wniosków o znaczeniu ogólno-użytkowym wydaje się uzasadnione. Celem prowadzonych badań, jest między innymi określenie, jakie parametry funkcjonalne (w tym: średnie prędkości przejazdu i wielkości jego rozrzutu, średnie prędkości komunikacyjne) można uzyskać przy zastosowaniu pasów autobusowych, w określonych warunkach, przy działaniu poszczególnych czynników wpływających na ruch autobusów.

Efekty pasów autobusowych mogą dotyczyć zarówno krótkiego odcinka w obrębie skrzyżowania, mogą też dawać skumulowany efekt na całym ciągu komunikacyjnym. Dlatego zdecydowano się na przeprowadzenie badań dwustopniowych:

- **badania w skali mezo** – prowadzone w autobusach, z wykorzystaniem ręcznych odbiorników GPS, obejmujące badania czasu trwania poszczególnych procesów ruchu (przejazd odcinka, wymiana pasażerów, oczekiwanie na możliwość wjazdu oraz odjazdu z przystanku, zatrzymanie na skrzyżowaniu) na ciągach z pasami autobusowymi;
- **badania w skali mikro** – wykorzystujące połączenie różnych tradycyjnych technik pomiarowych w obrębie wybranych odcinków międzyprzystankowych, obejmujące szczegółowe badania czasu trwania poszczególnych procesów ruchu oraz uwzględniające wielkość, zmienność i strukturę natężeń ruchu oraz straty czasu pojazdów.

Obecnie wielu zarządców i operatorów komunikacji miejskiej wykorzystuje technikę GPS do pozycjonowania pojazdów oraz określania czasów trwania kursu. Automatyczne pomiary bazują na rejestracji śladu pojazdu, czasami dodatkowo obejmują momenty otwarcia i zamknięcia drzwi pojazdu. Zastosowanie ręcznych odbiorników GPS daje możliwość szczegółowego ujęcia procesów zachodzących podczas przejazdu – w tym rozdzielenia czasu postoju na czas wymiany pasażerów oraz czas oczekiwania na możliwość odjazdu, a także rejestracji innych zachowań, takich jak na przykład zjazd z pasa autobusowego. Pomiar w pełni zautomatyzowany nie pozwala na aż tak szczegółowy opis przejazdu autobusu.

Przyjęta technika prowadzenia pomiarów umożliwia powiązanie czasów trwania przejazdu poszczególnych fragmentów odcinka z warunkami ruchu na pasach autobusowych oraz w całym przekroju jezdni. Elementem innowacyjnym jest tutaj zwłaszcza pomiar czasu traconego w kolejce oraz czasu rozładowania kolejki na pasie autobusowym na wlocie skrzyżowania w powiązaniu z długością kolejki, wyrażoną przez liczbę pojazdów.

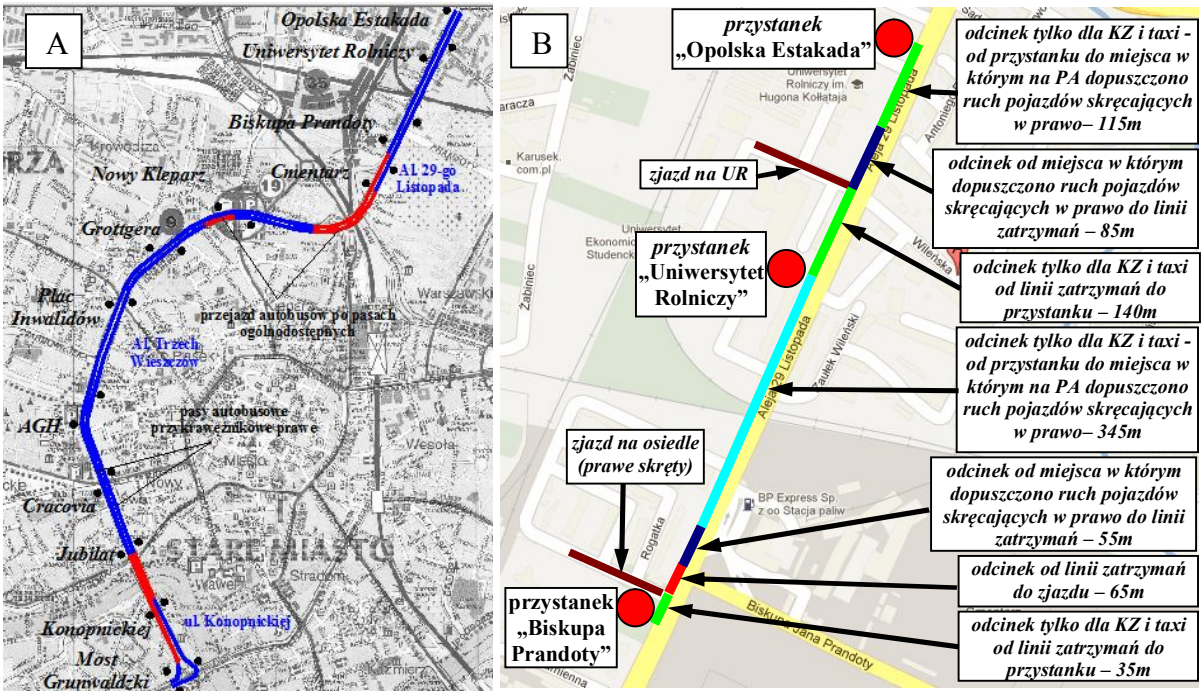
4. ZRÓŻNICOWANIE WARUNKÓW RUCHU AUTOBUSÓW NA PRZYKŁADZIE CIĄGU AL. 29-GO LISTOPADA – AL. TRZECH WIESZCZÓW W KRAKOWIE

W niniejszym referacie przedstawiono tylko część wyników badań własnych nad warunkami ruchu autobusów po wydzielonych pasach autobusowych. Skupiono się głównie na próbie określenia możliwości funkcjonalnych pasów w warunkach stosunkowo niewielkiego ich wykorzystywania przez pojazdy inne niż transportu zbiorowego. W pierwszej kolejności

przeprowadzono analizę prędkości przejazdu poszczególnych odcinków ciągu komunikacyjnego wzdłuż al. 29-go Listopada – al. Trzech Wieszczów w Krakowie. Następnie, ograniczono się do dwóch odcinków, na których w krótkich odstępach czasu obserwowane były najlepsze warunki, sprzyjające niezakłóconemu ruchowi autobusów.

4.1. Zakres obszarowy prowadzonych analiz

Ciąg komunikacyjny wzdłuż al. 29-go Listopada – al. Trzech Wieszczów – ul. Konopnickiej (rys. 1A) należy do najważniejszych elementów sieci komunikacji autobusowej w Krakowie. W godzinie szczytu korzysta z niego ponad 40 autobusów komunikacji miejskiej oraz ponad 60 innych pojazdów komunikacji zbiorowej. Jest to najdłuższy ciąg z pasami dla autobusów w mieście – 5,4 oraz 5,6 [km] (w zależności od kierunku), z czego suma długości odcinków z pasami autobusowymi to odpowiednio: 3,8 i 4,1 [km]. Są to pasy zlokalizowane po prawej stronie przekroju 2x3, zgodnie z prawem mogą z nich korzystać pojazdy komunikacji zbiorowej, taksówki, policja i straż miejska, a na wyznaczonych odcinkach – także wszystkie pojazdy skręcające w prawo na najbliższym skrzyżowaniu.



Rys. 1A: Pasy autobusowe w ciągu al. 29-go Listopada i al. Trzech Wieszczów w Krakowie; 1B: pasy autobusowe w al. 29-go Listopada (w stronę Nowego Kleparza).

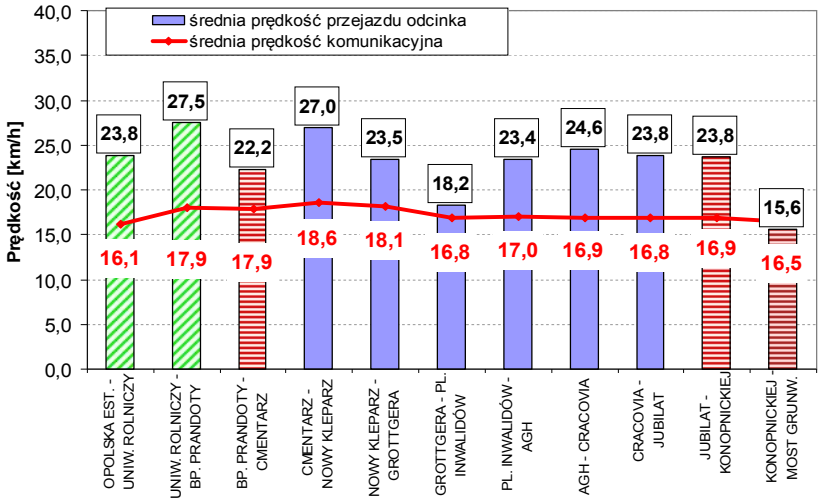
Badaniami szczegółowymi objęto dwa następujące po sobie odcinki w al. 29-go Listopada. Są to: odcinek „Opolska Estakada” – Uniwersytet Rolniczy” o długości 340 [m] oraz odcinek „Uniwersytet Rolniczy” – „Biskupa Prandoty” o długości 500 [m] (rys. 1B). Na pierwszym z odcinków jest zlokalizowane skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną (z ul. Wileńską), nie ma natomiast żadnych zjazdów. Z kolei na drugim jest jedno skrzyżowanie trzy-wlotowe z sygnalizacją (z ul. Prandoty) oraz przesunięty względem niego zjazd w osiedle, działający na zasadzie „skrętu w prawo”. Funkcjonują także 3 zjazdy publiczne (także „skręty w prawo”), jednak obecnie, o bardzo małym znaczeniu. Na obu odcinkach nie ma żadnych innych znacznych utrudnień, takich jak parkowanie na chodniku. Na skrzyżowaniach nie ma zapewnionego priorytetu dla autobusów, o tym czy autobus trafi na sygnał zielony decyduje jedynie zgłoszenie na przystanku zlokalizowanym na początku

każdego z odcinków i w mniejszym stopniu czas postoju na tym przystanku. Ponieważ autobusy pojawiają się z różnych kierunków, równomierność zgłoszeń jest stosunkowo niska.

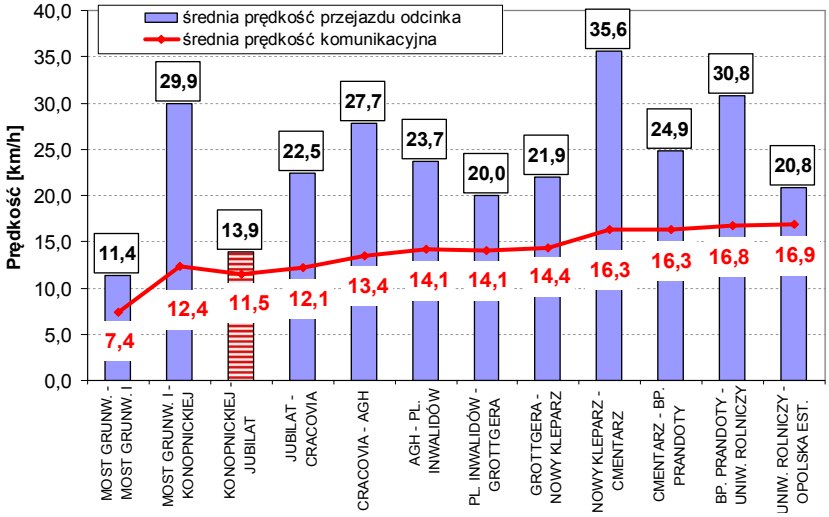
4.2. Zróżnicowanie prędkości przejazdu kolejnych odcinków międzyprzystankowych

Analizę porównawczą warunków ruchu autobusów na poszczególnych odcinkach międzyprzystankowych oparto na porównaniu prędkości przejazdu (stosunek czasu przejazdu odcinka międzyprzystankowego do jego długości). Czas przejazdu był liczony od momentu odjazdu z przystanku na początku każdego odcinka do momentu zatrzymania na przystanku oznaczającego jego zakończenie. Obliczona w ten sposób prędkość przejazdu jest de facto prędkością uśrednioną, uwzględniającą przyspieszanie przy odjeździe z przystanku oraz hamowanie przed kolejnym przystankiem. Prędkość przejazdu została skonfrontowana z prędkością komunikacyjną, uwzględniającą zatrzymania na przystankach (wymiana pasażerów, oczekiwanie na możliwość odjazdu).

Na rysunkach nr 2 i nr 3 przedstawiono średnie prędkości przejazdu poszczególnych odcinków w typowy dzień roboczy, w okresie szczytu porannego, obliczone na podstawie pomiarów wykonanych w autobusach z wykorzystaniem ręcznych odbiorników GPS [1].



Rys. 2. Porównanie średnich prędkości przejazdu odcinków między-przystankowych na tle średniej prędkości komunikacyjnej na ciągu al. 29-go Listopada - al. Trzech Wieszczów – ul. Konopnickiej w Krakowie.



Rys. 3. Porównanie średnich prędkości przejazdu odcinków między-przystankowych na tle średniej prędkości komunikacyjnej na ciągu ul. Konopnickiej - al. Trzech Wieszczów – al. 29-go Listopada w Krakowie.

Na rysunkach 2 i 3 słupki bez kreskowania odpowiadają odcinkom, na których wydzielono typowe pasy autobusowe przykrawężnikowe (na całej ich długości lub na dominującej części), z których na wlotach skrzyżowań korzystają pojazdy skręcające w prawo. Z kolei kreskowaniem poziomym zaznaczono słupki odpowiadające odcinkom z niewielkim udziałem lub w ogóle bez pasa autobusowego. Natomiast kreskowaniem ukośnym oznaczono odcinki, na których pas autobusowy powinien w największym stopniu spełniać swoją funkcję, gdyż liczba dodatkowych pojazdów wjeżdżających na niego w celu wykonania skrętu w prawo jest znikoma – umownie przyjęto, że nie przekracza ona 50 [P/h].

W badaniach stwierdzono znaczne zróżnicowanie średnich prędkości przejazdu na poszczególnych odcinkach. Z kolei niezbyt wysokie prędkości przejazdu przyczyniły się do niskich wartości średniej prędkości komunikacyjnej na poziomie 17-18 [km/h]. Oznacza to, że albo potencjalne, spodziewane możliwości pasów autobusowych nie są należycie wykorzystywane, albo w warunkach miejskich nie da się osiągać lepszych efektów. Powstaje pytanie, jakie efekty można uzyskać dzięki wydzielonym pasom w warunkach miejskich?

Aby móc ocenić faktyczne możliwości pasów autobusowych, w dalszej części referatu przeanalizowano czasy przejazdu autobusów po odcinkach, na których nie ma istotnych skrętów w prawo, a więc występują stosunkowo niewielkie zakłócenia wynikające z ruchu pojazdów innych niż komunikacji zbiorowej.

4.3. Zróżnicowanie czasu przejazdu odcinków międzyprzystankowych, w warunkach niewielkich zakłóceń wynikających z ruchu innych pojazdów

Analizę możliwości funkcjonalnych pasów autobusowych skoncentrowano na odcinkach, na których teoretycznie najłatwiej jest zapewnić korzystne warunki przejazdu autobusów i na których nie ma dużej liczby pojazdów wykorzystujących pas do skrętu.

Pomiary były wykonywane w okresie szczytu porannego (6:30 – 9:30) i szczytu popołudniowego (14:30 – 17:30) w typowym dniu roboczym (listopad 2010r.). Objęły one rejestrację momentów: zatrzymań autobusów przed przystankami (spowodowanych brakiem możliwości zajęcia miejsca na przystanku), rozpoczęcia i zakończenia wymiany pasażerów, odjazdów z przystanków, a także momentów zatrzymania i ruszania z kolejki na wlotach skrzyżowań, oraz przecięcia linii zatrzymań. Pomiarem objęto wszystkie autobusy komunikacji miejskiej korzystające z badanych odcinków. Rejestrowano także długości kolejek, zaś uzupełnienie stanowiły standardowe pomiary natężeń ruchu pojazdów na poszczególnych pasach z podziałem na strukturę rodzajową. Przyjęta procedura badawcza umożliwiła pozyskanie szczegółowego obrazu ruchu autobusów poruszających się po analizowanych odcinkach, wraz z określeniem potencjalnych wpływów wybranych czynników zewnętrznych. W wyniku przeprowadzonych pomiarów, możliwe było wyznaczenie czasów przejazdu obu odcinków, z podziałem na czas przejazdu odcinka, czas tracony na przystanku, czas wymiany pasażerów, czas zatrzymania w kolejce, oraz czas rozładowania kolejki. Dodatkowo, czas przejazdu odcinka został podzielony na czasy przejazdu poszczególnych jego składowych oraz czas zatrzymania w kolejce i czas rozładowania kolejki. Z kolei na podstawie czasów przejazdu obliczono uśrednione wartości prędkości przejazdu (uwzględniające przyspieszanie i hamowanie w obrębie przystanków). W tablicy 1 przedstawiono czasy przejazdu obu odcinków. Ze względu na liczebności prób pomiarowych, zrezygnowano z prezentacji wyników dla poszczególnych godzin analizy.

Uzyskane wyniki wskazują na bardzo duże zróżnicowanie czasu przejazdu. Świadczą o tym stosunkowo wysokie wartości odchyleń standardowych, a także szerokie przedziały ufności dla średniego czasu przejazdu. Oznacza to, że potencjał pasów autobusowych nie jest właściwie wykorzystywany. Podczas pomiarów nie zaobserwowano utrudnień przejazdu autobusów poza skrzyżowaniami, dlatego w dalszej analizie skupiono się na określeniu wpływu warunków ruchu na wlotach skrzyżowań na czas przejazdu odcinków.

Tablica 1. Zestawienie czasów przejazdu odcinków między-przystankowych (szczyt poranny i popołudniowy).

Odcinek	Czas analizy	Czas przejazdu [sekundy]						
		Liczba obserwacji	Min	Max	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	95% przedział ufn.	
							dolna granica	górna granica
„Opolska Estakada” – „Uniwersytet Rolniczy”	6:30-9:30	53	34	96	**55**	16	**40**	**69**
	14:30-17:30	55	33	82	**53**	13	**42**	**61**
„Uniwersytet Rolniczy” – „Biskupa Prandoty”	6:30-9:30	86	41	101	**63**	14	**53**	**74**
	14:30-17:30	85	40	150	**69**	24	**53**	**81**

W kolejnym, uszczegółowionym etapie analizy zbadano wpływ zatrzymań w kolejce i na linii zatrzymań oraz wpływ długości kolejek na czas przejazdu odcinków pomiarowych. Wyróżniono trzy możliwe sytuacje:

- swobodny przejazd autobusu przez skrzyżowanie bez zatrzymania,
- zatrzymanie na sygnale czerwonym, na pierwszym miejscu w kolejce (bez kolejki),
- zatrzymanie na sygnale czerwonym, na miejscu dalszym niż pierwsze w kolejce.

Nie zaobserwowano natomiast sytuacji, w której autobus zgłaszający się na sygnale zielonym zatrzymał się w kolejce. Wyniki obliczeń zamieszczono w tablicy 2.

Tablica 2. Zestawienie czasów przejazdu odcinków z podziałem na warunki przejazdu skrzyżowania.

Odcinek	Czas	Sytuacja na wlocie skrzyżo-wania	Czas przejazdu [sekundy]						
			Liczba obserwacji	Min	Max	Wartość średnia	Odchyl. stand.	95% przedział ufn.	
								dolna granica	górna granica
„Opolska Estakada” – „Uniwersytet Rolniczy”	6:30-9:30	BZ	26	34	67	**42**	7	**39**	**44**
		ZBK	7	53	96	**71**	16	**56**	**85**
		ZKO	20	54	81	**68**	7	**65**	**72**
	14:30-17:30	BZ	39	33	68	**46**	8	**43**	**48**
		ZBK	5	56	75	**67**	8	**56**	**77**
		ZKO	11	51	82	**70**	10	**63**	**77**
„Opolska Estakada” – „Uniwersytet Rolniczy”	6:30-9:30	BZ	59	41	94	**57**	10	**54**	**59**
		ZBK	14	61	101	**79**	11	**72**	**85**
		ZKO	13	65	91	**76**	8	**71**	**81**
	14:30-17:30	BZ	60	40	123	**58**	13	**55**	**62**
		ZBK	10	62	120	**89**	18	**76**	**101**
		ZKO	15	56	150	**99**	28	**84**	**114**
Oznaczenia: BZ – bez zatrzymania, ZBK – zatrzymanie bez kolejki, ZKO – zatrzymanie w kolejce									

Uzyskane w ten sposób wyniki porównania, wyraźnie wskazują na zdecydowane skrócenie czasu przejazdu w sytuacji, gdy autobus nie musi się zatrzymywać na wlocie skrzyżowania. Przy zastosowaniu analizy wariancji oceniono, że różnice te są statystycznie istotne już na 1% poziomie istotności. Średnie prędkości przejazdu kształtują się na poziomie:

- „Opolska Estakada” – „Uniwersytet Rolniczy”: **30,1** (rano) i **27,3** (po południu) [km/h],
- „Uniwersytet Rolniczy” – „Biskupa Prandoty”: **32,5** (rano) i **32,1** (po południu) [km/h].

Udział przejazdów bez zatrzymania wydaje się satysfakcjonujący, jak na brak priorytetu w sygnalizacji. Częściowo jest to zasługą kierowców autobusów, którzy potrafią tak zwalniać jazdę, by z dużym prawdopodobieństwem trafić na sygnał zielony lub tak przyspieszyć, aby zmieścić się w wyświetlanym sygnale. Gdyby odciąć 20% najmniejszych i 10% największych wartości (przypadków przyspieszania jest mniej), to średnie prędkości przejazdu wyniosłyby:

- „Opolska Estakada” – „Uniwersytet Rolniczy”: **31,4** (rano) i **28,1** (po południu) [km/h],
- „Uniwersytet Rolniczy” – „Biskupa Prandoty”: **33,4** (rano) i **33,2** (po południu) [km/h].

Takie prędkości przejazdu umożliwiają osiąganie akceptowalnych prędkości komunikacyjnych, powyżej 20 [km/h]. Jednak powszechne ich osiąganie będzie możliwe

tylko w przypadku zastosowania efektywnych priorytetów w sygnalizacji, z wykorzystaniem systemu śledzenia pojazdów, poprzez przygotowanie fazy dla zbliżającego się autobusu.

4.4. Czas rozładowania kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją

Brak priorytetów w sygnalizacji jest przyczyną strat czasu autobusów w kolejce lub bezpośrednio na linii zatrzymań na wlotach skrzyżowań. Straty czasu wynikają też z konieczności rozładowania kolejki formującej się przed autobusem na wlocie skrzyżowania. Na analizowanych wlotach kolejki występowały stosunkowo rzadko. Na obu wlotach skrzyżowań najwięcej było przypadków zatrzymania autobusu bezpośrednio na linii zatrzymań. Maksymalne długości kolejek to 4 (skrzyżowanie z ul. Wileńską) oraz 10 pojazdów (skrzyżowanie z ul. Prandoty). Kolejki dłuższe niż 3 pojazdy stanowiły odpowiednio tylko 1 i 5% przypadków. Na wlotach obu skrzyżowań, niezależnie od długości kolejki, czas rozładowania kolejki jest funkcją liniową jej długości, a średnia strata czasu przypadająca na każdy pojazd znajdujący się przed autobusem – wyniosła 2,7 sekundy. Dlatego ważne jest, aby zapewniać bliskie linii zatrzymań pozycje autobusów na wlotach.

5. WNIOSKI

Mimo iż pasy autobusowe kojarzą się z wysoką sprawnością komunikacji zbiorowej, to w większości przypadków nie osiągają wstępnie zakładanych, wysokich parametrów funkcjonalnych. Najwięcej przyczyn takiego stanu rzeczy jest powiązanych ze skrzyżowaniami z sygnalizacją. Nawet jeśli pasy są wykorzystywane niemal wyłącznie zgodnie z przeznaczeniem, czasy przejazdu odcinków ze skrzyżowaniami są bardzo zróżnicowane. W miarę możliwości, należy zwiększać efektywność pasów autobusowych poprzez wprowadzanie priorytetów dla autobusów w sygnalizacji oraz ograniczanie liczby pojazdów, które mogą blokować autobusy, także przez skracanie odcinków z dopuszczoną możliwością wjazdu na pas, w celu wykonania skrętu w prawo.

Piśmiennictwo

[1] Bauer M.: Analiza przyczyn niepełnej efektywności funkcjonalnej pasów autobusowych. VIII Konf. Naukowo-Techniczna Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego, Poznań-Rosnówko 2011, s. 263-283.
[2] Bauer M.: Wpływ infrastruktury ulic na funkcjonowanie komunikacji autobusowej, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2008.
[3] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2008.
[4] Vuchic V. R.: Urban Transit. Operations, Planning and Economics. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey 2005.

EVALUATION OF BUS LANES OPERATION

Summary

The paper presents the importance of separated bus lanes as a solution favourable to increasing the attractiveness of public transport. The variability of bus velocities has been analysed and their causes discussed. The results of measurements taken by the author of bus lanes operation have been presented. As a final result, comparison of running time results in situation with or without stopping on signalized intersection have been discussed.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Lesław BICHAJŁO[1]
Politechnika Rzeszowska

OBSERWACJA DROGI I ZWIĄZANE Z NIĄ STANY UWAGI WZROKOWEJ KIEROWCÓW

STRESZCZENIE

W referacie omówiono przebieg zmian uwagi wzrokowej kierowców związany ze zmienną liczbą bodźców wzrokowych ważnych z punktu widzenia prawidłowego prowadzenia pojazdu. Wskazano na różne możliwe tryby uwagi wzrokowej, uwypuklając problem możliwego jej blokowania przez bodźce wymagające niestandardowej reakcji kierowcy. Odniesiono się także do najczęstszych dystraktorów uwagi wzrokowej.

SŁOWA KLUCZOWE: dystrakcja, uwaga wzrokowa, postrzeganie wzrokowe

1. WPROWADZENIE

Wprowadzenie techniki komputerowej do projektowania i utrzymania dróg sprzyja wcześniejszemu testowaniu rozwiązań projektowych w celu zapewnienia użytkownikom dróg odpowiednich warunków podróży wynikających z ukształtowania geometrycznego oraz odpowiednio zaprojektowanego i wykonanego wyposażenia i otoczenia drogi. Systemy animacji komputerowej zawierają na przykład narzędzia do analizy widoczności, które znacząco przyspieszają sprawdzenie warunków normatywnych. Jednakże nauka i technika nie potrafią jeszcze symulować zachowania kierowców związanego z prowadzeniem pojazdu. W celu rozpoznania i opisania tych procesów prowadzi się na świecie szereg prac mających na celu sformułowanie zasad warunkujących zachowanie typowego kierowcy. Jednym z ciekawych zagadnień jest proces postrzegania drogi przez kierowcę i związane z tym procesem chwilowe obciążenie uwagi wzrokowej kierowców. Niewątpliwie układ geometryczny drogi, jej wyposażenie i otoczenie, z którym kierowca wchodzi w interakcję, wpływa na proces postrzegania a tym samym obciążenia uwagi wzrokowej kierowców.

2. UWAGA WZROKOWA I JEJ DYSTRAKTORY

Informacje pozyskane z otoczenia są przetwarzane przez mózg (ściślej - przez ośrodkowy układ nerwowy). Badaniem przetwarzania informacji, uczeniem się i przebiegiem myślenia oraz stanami uwagi, zajmuje się psychologia poznawcza. Według Sternberga [1] „uwaga to zjawisko, dzięki któremu aktywnie przetwarzamy ograniczoną liczbę informacji z ogromnej

[1] leszbich@prz.edu.pl

ilości, jaka jest nam dostępna za pośrednictwem zmysłów, pamięci i innych procesów poznawczych". Świadomość zaś zawiera tylko te informacje, którymi dany osobnik posługuje się rozumnie. Uwaga pozwala racjonalnie wykorzystywać poznawcze zasoby człowieka, a świadomość pozwala kontrolować interakcje z otoczeniem, wiązać ubiegłe i współczesne doświadczenia oraz kontrolować obecne i planować przyszłe działania.

Procesy poznawcze człowieka, w zależności od konieczności świadomej kontroli, dzieli się na automatyczne i kontrolowane. Procesy automatyczne są szybkie, przebiegają równolegle (tzn. więcej niż jeden proces w tym samym czasie). Nie wymagają kontroli świadomej. W przeciwieństwie do nich procesy kontrolowane są seryjne, powolne i wymagają świadomej kontroli. Zaangażowanie mózgu świadomego (świadomej uwagi) w nadzorowanie przebiegu czynności człowieka jest reprezentowane przez aktywność sakadyczną wzroku. Sakada jest celowym przeniesieniem wzroku z jednego punktu fiksacji na inny.

Interakcja pomiędzy człowiekiem i nadzorowanym przez niego procesem istnieje tak długo, jak długo występują sakady. Świadoma uwaga nie jest podzielna, dlatego pozostaje w jednym z trzech trybów: eksploracji, monitorowania lub planowania [2].

Tryb eksploracji – dominuje podczas wykonywania przez człowieka nowych zadań, lub wykonywania ich w nieprzewidzianych, nagłych okolicznościach. Świadomy mózg równolegle z kierowaniem czynnością wzroku przeprowadza symulacje obserwowanej rzeczywistości. W tym trybie oczy wykonują wiele sakad, aby dostarczyć do mózgu logicznego jak najwięcej informacji wzrokowej pochodzącej z różnych części pola widzenia.

Tryb monitorowania – występuje przy wykonywaniu rutynowych zadań bazujących na wcześniej wyuczonych nawykach. W tym chwilowym trybie świadoma uwaga nadzoruje wyłącznie najstosowniejsze, znane przez mózg procedury, rutynowe dla wykonania zadania. Tylko sporadycznie zaangażowanie świadomej uwagi jest potrzebne do sprawdzenia adekwatności używanej procedury, a spojrzenie jest kierowane na istotne obszary zawierające informację wzrokową. Dzieje się to w celu sprawdzenia zgodności wykorzystywanego modelu działania kierowcy z realnym zachowaniem samochodu na drodze. Ruchy oczu podczas tego stanu są odmienne od ruchów podczas eksploracji - liczba sakad jest mniejsza niż w trybie eksploracji - zazwyczaj oscyluje wokół 3 na sekundę.

Tryb retrospekcji i planowania – w tym trybie świadoma uwaga jest zajęta rozważaniem przeszłości lub planowaniem przyszłości. Częstotliwość sakad jest najmniejsza, a oczy mogą pozostawać „zamrożone". Ten stan występuje wówczas, gdy człowiek przewiduje małą trudność nadzorowanego przez siebie procesu (np. prowadzenie pojazdu znaną sobie nieuczęszczaną drogą).

Należy jednak zauważyć, iż dotychczas nie wypracowano ścisłych reguł przyporządkowania stanu uwagi do zdefiniowanego przedziału częstotliwości sakad. Jest to spowodowane koniecznością uwzględniania kontekstu sytuacji i dynamiki sceny obserwowanej przez człowieka, a także specyficznymi cechami każdego kierowcy. Wiele obserwacji w tym zakresie poczyniono podczas badań pilotów samolotów wojskowych i cywilnych. Zauważono na przykład, że przy długich przelotach z użyciem autopilota (co jest nakazane w lotnictwie cywilnym) przy sprzyjających warunkach meteorologicznych piloci nagminnie przełączają się w stan retrospekcji i planowania. W tym trybie uwagi wzrokowej widzenie peryferyjne będąc bardziej czułym od widzenia centralnego, wykrywa ruch i zmiany w obserwowanym obrazie drogi. Gdy zmiany w polu widzenia wymagają reakcji człowieka nie pasującej do wyuczonej, alarmowany jest mózg świadomy i wzrok jest kierowany na obszar, w którym zmiany zostały wykryte.

W przypadku zaistnienia złożonych operacji rozważania przeszłości/planowania może wystąpić zjawisko „gapienia się". Podczas usiłowania rozwiązania złożonego zadania logicznego oczy „zamrażają" swoje położenie. Oznacza to, że mózg świadomy próbuje

zlekceważyć każde nowe bodźce wizualne, gdyż mogłyby one zakłócić proces myślenia. Wtedy informacje pojawiające się w polu widzenia peryferyjnego nie są w stanie wzbudzić mózgu świadomego do przełączenia się na nie i skierowania wzroku w ich kierunku.

Na postrzeganie wzrokowe drogi mają wpływ różnorodne dystraktory. Mogą nimi być na przykład przelatujące ptaki, reklamy przydrożne, zawody odbywające się przy drodze. Dystraktorami są również nietypowe, zaskakujące sytuacje drogowe (nagła zmiana kierunku jazdy przez poprzedzający pojazd, wtargnięcie człowieka lub zwierzęcia w obszar zagrożenia kolizją z pojazdem). Dystraktory zaburzają procesy celowego pobierania informacji wzrokowej i dezaktualizują wypracowane wcześniej modele działania. Każdy dystraktor powoduje powstanie „luki myślowej", którą mózg musi w sposób racjonalny jak najszybciej "załatać". Po zauważeniu dystraktora procesy uwagi przebiegają więc według nowej strategii, angażując dodatkowo zasoby mózgu świadomego. Stosownie do trudności zadania zmienia się częstotliwość ruchów sakadycznych, ich amplituda, długość fiksacji, aby w dostępnym przedziale czasowym pozyskać konieczną informację wzrokową [3].

W niektórych sytuacjach drogowych w krótkich odstępach czasu (lub równocześnie) pojawia się wiele pobudzeń wzrokowych. Wówczas u niedoświadczonych, zmęczonych lub w zaawansowanym wieku kierowców może wystąpić przeciążenie systemu selektywnego postrzegania wzrokowego. Następstwem może być pominięcie niektórych istotnych pobudzeń wzrokowych, w zamian za przyporządkowanie uwagi dystraktorom [9]. W pracy [4] podano, że kierowcy wraz z nabytym doświadczeniem pozyskują wtedy tylko te informacje, które mieszczą się w wyznaczonym przedziale czasowym, wybierając najistotniejsze. Towarzyszy temu więcej ruchów sakadycznych i fiksacji o krótszym czasie trwania.

Liczba możliwych dystraktorów oddziałujących na kierowcę w danym przedziale czasu może być bardzo zróżnicowana, ponieważ równolegle oddziałują na kierowcę dystraktory pozostające w trzech warstwach:
- zewnętrznej nie związanej z drogą (pejzaż),
- zewnętrznej związanej z drogą (oznakowanie, oświetlenie, reklamy przydrożne),
- wewnętrznej (sprawy domowe, zawodowe).

Uwaga wzrokowa związana z działaniem mózgu świadomego ze względu na swą niepodzielność jest przydzielana albo podstawowemu algorytmowi działania – kierowaniu pojazdem, albo dystraktorom zewnętrznym lub wewnętrznym. Gwałtowna zmiana w postrzeganiu wzrokowym wiąże się z przydzieleniem uwagi nowemu zadaniu. Każda taka zmiana jest niekorzystna, gdyż może wymagać zmiany trybu uwagi. Odbywa się to kosztem pozostałych zadań. Na przykład, gdy kierowca programuje pozycje fiksacji i związanych z tym sakad na jakimś odcinku drogi, nie może przeznaczyć swoich zasobów logicznych do rozwiązania problemu: jaka przeszkoda może się znajdować za zasłoniętą częścią drogi. W momencie dostrzeżenia przeszkody kierowca podejmuje działanie asekuracyjne. Wymaga ono zaktualizowania programu ruchów sakadycznych i być może, także zmiany trybu świadomej uwagi. W przypadkach ekstremalnych, gdy sytuacja drogowa nie pasuje do aktualnie realizowanego modelu, kierowca podejmuje sterowanie w czasie rzeczywistym, najtrudniejsze dla ośrodkowego układu nerwowego, porównywalne z angażującą rozmową.

Zatem dla bezpieczeństwa ruchu drogowego istotne jest takie ukształtowanie i wyposażenie drogi oraz jej otoczenia, aby nie dochodziło do zmiennego obciążenia uwagi i przełączania jej pomiędzy różnymi trybami pracy. Z drugiej strony, brak konieczności przełączania uwagi w dłuższej perspektywie czasu, także może mieć niekorzystny wpływ na bezpieczeństwo ruchu drogowego. Na długich odcinkach o przewadze prostych w planie, przebiegających przez tereny otwarte lub jednolicie zagospodarowane rolniczo (lasy, rozległe pola uprawne), gdzie nie ma potrzeby dostosowywania sposobu jazdy do zmieniających się warunków drogowych może pojawić się znużenie monotonią drogi, a w związku z tym

obniżenie poziomu czuwania. Wówczas znużenie może doprowadzić do „uśpienia" uwagi, a nawet do zaśnięcia.

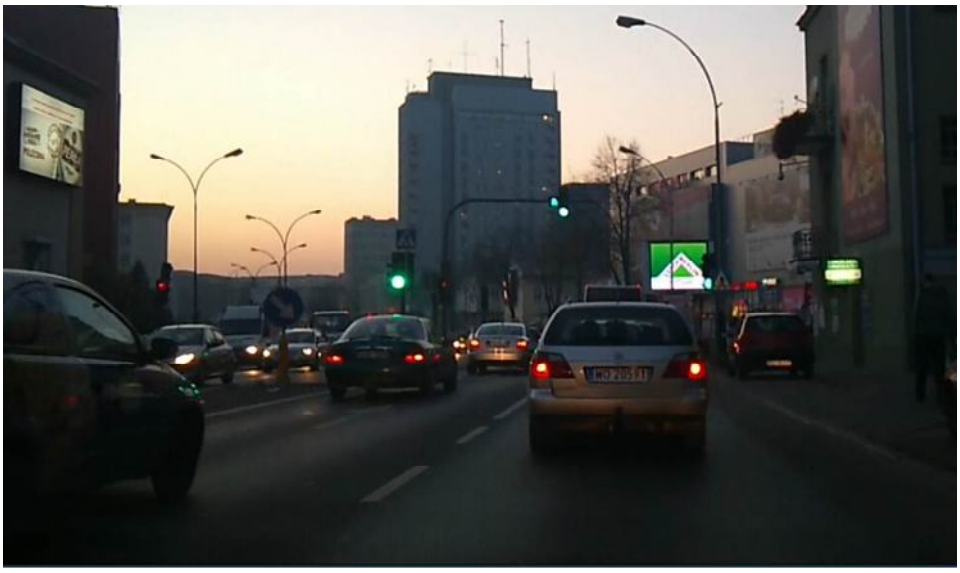
Przejazd samochodem przez odcinki drogi wymagające wzmożonej obserwacji (skrzyżowania, łuki w planie i przekroju podłużnym, zmiany liczby pasów ruchu, roboty drogowe, obiekty mostowe, na których przekrój drogi zmienia się istotnie w stosunku do dojazdów) wymagają od kierowcy skupienia uwagi wyłącznie na pozyskiwaniu ważnych bodźców komunikacyjnych, dostarczających informacji o przebiegu drogi i pierwszeństwie przejazdu. Istnienie w tym obszarze wszelkich dystraktorów uwagi jest szczególnie niekorzystne (rys.1). Wówczas, w deficycie czasu związanym z mnogością bodźców przetwarzanych przez mózg może dochodzić do przydzielania zasobów uwagi dystraktorom, zamiast ważnym bodźcom komunikacyjnym. W skrajnym przypadku może dojść do chwilowego zablokowania mózgu świadomego informacją wzrokową nieważną z punktu widzenia bezpiecznego prowadzenia samochodu.



Rysunek 1. Nagromadzenie potrzebnej i niepotrzebnej informacji w polu widzenia kierowcy i związana z tym słaba ekspozycja znaku A-7

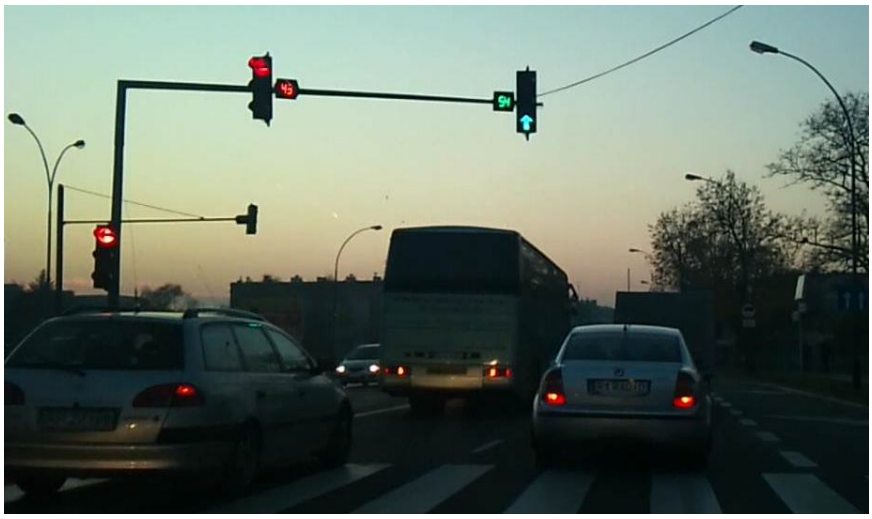
W tym kontekście szczególnym rodzajem dystraktorów są reklamy, a głównie reklamy świetlne. Reklamy statyczne (malowane, wyklejane itp.) oddziałują na kierowcę mniej agresywnie niż reklamy świetlne ze zmieniającym się obrazem. O ile reklama statyczna może przyciągać uwagę kierowcy na stosunkowo krótki czas (w celu pobieżnego jej oglądnięcia), o tyle reklama dynamiczna ze względu na zmieniającą się w krótkim czasie treść angażuje uwagę w sposób systematyczny. Dodatkowo reklama świetlna (diody LED) zazwyczaj wysyła mocne skoncentrowane światło (rys.2) co w nocy, przy dużym kontraście w stosunku do ciemnego tła, wskutek dostosowania się wzroku do uśrednionego poziomu natężenia oświetlenia może być przyczyną niemożliwości wyodrębnienia przez wzrok obiektów na ciemnej jezdni drogi.

Istniejące obecnie uregulowania nie odnoszą się w sposób szczegółowy do lokalizacji reklam. Prawo o ruchu drogowym przed wydaniem zgodny na instalację reklamy nakazuje wykonać analizę, czy urządzenia te nie będą wysyłały światła w sposób powodujący oślepienie kierowców, eliminowanie kolizji geometrycznej i barw reklamy ze znakami drogowymi i sygnalizacją świetlną, a także respektowanie wymagań warunków technicznych dla dróg publicznych.



Rysunek 2. Reklama świetlna przyciągająca uwagę kierowców

Również urządzenia pomocnicze do sterowania ruchem drogowym (liczniki czasu) mogą być dystraktorami (rys.3). Z wywiadu przeprowadzonego przez autora wśród kilkunastu osób wynika, że tam, gdzie zainstalowano liczniki czasu, kierowcy przyznają się do bardziej uważnego śledzenia wzrokiem wyświetlaczy liczników czasu niż samych sygnałów świetlnych (zwłaszcza sygnału czerwonego).



Rysunek 3. Liczniki czasu – pomoc czy dystraktor?

3. ZASTOSOWANIE OKULOMETRII W BADANIACH STANU UWAGI WZROKOWEJ

Analiza ruchu gałek ocznych jest możliwa za pomocą nowoczesnych przyrządów okulometrycznych. Na podstawie zmierzonych przez nie położeń gałki ocznej w lokalnym układzie odniesienia, którego środek stanowi na przykład środek obserwowanej sceny można zidentyfikować obszary zainteresowania wzrokowego *(Area of Interest)*. Na ich podstawie możliwe jest wykreślenie „map cieplnych" ukazujących całkowitą długość czasu fiksacji wzroku w analizowanym obszarze. Urządzenia te umożliwiają wydzielenie z ruchu oczu sakad i fiksacji, jednak najczęściej z rozdzielczością 30 Hz. Taka rozdzielczość nie daje gwarancji zidentyfikowania wszystkich wykonanych ruchu oczu. Dopiero użycie urządzenia

o większej rozdzielczości (np. 0,5 kHz) umożliwia zarejestrowanie ruchu gałek ocznych bez pominięcia ruchów śledzących oczu, dryfów czy mikrosakad. Istotnym zagadnieniem w analizie ruchu gałek ocznych w płaszczyźnie pionowej jest rejestrowanie mrugnięć powiek przez urządzenia o wysokiej rozdzielczości. Wówczas dochodzi do przesunięcia współrzędnych gałki w osi pionowej. Nie zawsze jednak można z całą pewnością stwierdzić, że w czasie mrugnięcia powieką obserwator rzeczywiście nie zmienił punktu fiksacji wzroku. W związku z tym należy ostrożnie interpretować takie punkty w kontekście AOI.

W celu określenia niezbędnego pola widoczności wolnego od reklam autor proponuje zastosowanie metodyki badawczej zbliżonej do zastosowanej w badaniach obciążenia uwagi kierowcy związanego z ukształtowaniem i wyposażeniem drogi z mostem [12]. We wspomnianych badaniach na czterech odcinkach dróg o zróżnicowanym ukształtowaniu w planie i przekroju podłużnym, a także zróżnicowanym przekroju poprzecznym dokonano rejestracji ruchu gałek ocznych systemem okulometrycznym. Badania odbywały się w warunkach laboratoryjnych, podczas obserwacji wyżej wymienionych odcinków drogi na ekranie kolejno przez 10 osób. Ruchy oczu rejestrowano za pomocą urządzenia o rozdzielczości 1 kHz. Zadaniem uczestników badań była obserwacja prezentowanego obrazu drogi tak, jak w czasie normalnej jazdy samochodem. Na rys. 4 można pokazano zarejestrowaną częstotliwość ruchów sakadycznych na odcinkach oznaczonych „Ji", „Wi", „Zi" i „Li" (gdzie i oznacza numer subodcinka).

Wyniki pomiarów uśredniano na poszczególnych segmentach i odniesiono je do czasu pokonywania odpowiedniego wycinka drogi, posługując się wielkością natężenia sakad.

Następnie poszukiwano związku natężenia sakad z będącymi w polu widzenia elementami drogi, by zaproponować algorytm szacowania zmian natężenia sakad na etapie projektowania drogi. Użyto zmiennych charakteryzujących przebieg sytuacyjny i wysokościowy drogi, jakość widoczności, charakterystykę przekroju poprzecznego oraz położenie elementów wyposażenia. Zmienne te na długości każdego analizowanego wycinka drogi przyjmują wartość 0 lub 1, a zmiana którejkolwiek z nich oznacza przejście na kolejny wycinek o jednorodnych cechach. Do prognozowania natężenia sakad posłużono się metodą regresji wielokrotnej, uwzględniającej równocześnie wiele czynników i zachodzących między nimi interakcji.

Ostatecznie otrzymano następującą postać równania regresji (1):

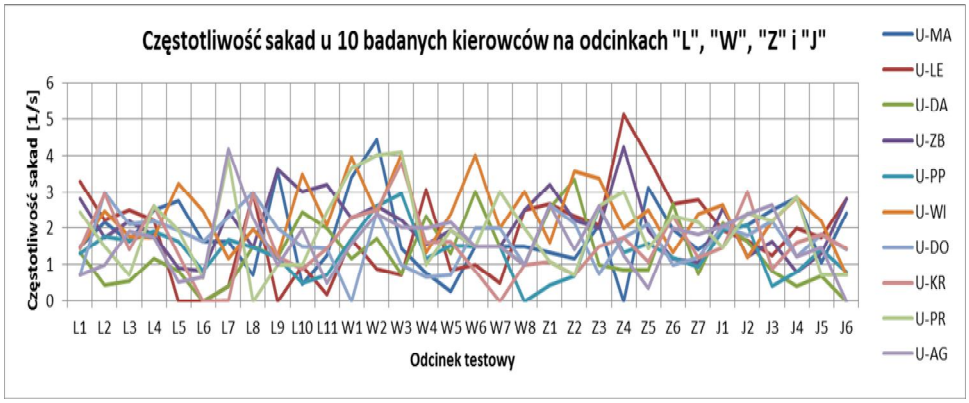
$$NS = 1{,}907 + 0{,}11Z + 0{,}445W - 0{,}3SM - 0{,}264Pu_l + 0{,}092Pu_p + \\ + 0{,}593BL_d - 0{,}623BP_d + 0{,}266BL_b - 0{,}189BP_b - 0{,}457PB - 0{,}371BLZ + \\ - 0{,}301BPZ - 0{,}236ZP \quad [1/s] \quad (1)$$

gdzie: NS - natężenie sakad [1/s],

Z – łuk w planie (wartość 1 gdy dany wycinek położony jest w łuku w planie drogi, 0 gdy nie),
W – widoczność powierzchni nawierzchni (wartość 1 gdy ograniczona, 0 gdy dobra),
SM – pierwszy wycinek, z którego most jest widoczny (1 gdy jest widoczny, 0 gdy nie),
Pul – pobocze utwardzone lewostronne (1 gdy jest, 0 gdy nie ma),
Pup – pobocze utwardzone prawostronne (1 gdy jest, 0 gdy nie ma),
BLd – bariera lewostronna „daleko" (1 gdy jest przy zewnętrznej krawędzi pobocza, 0 gdy nie ma lub jest przy krawędzi jezdni),
BPd – bariera prawostronna „daleko" (1 gdy jest przy zewnętrznej krawędzi pobocza, 0 gdy nie ma lub jest przy krawędzi jezdni),
BLb – bariera lewostronna „blisko" (1 gdy jest blisko, 0 gdy daleko lub nie ma),
BPb – bariera prawostronna „blisko" (1 gdy jest blisko, 0 gdy daleko lub nie ma),
PB – wycinek z przeszkodą boczną (chodnik, odcinek początkowy bariery na przedłużeniu utwardzonego pobocza - 1 gdy jest przeszkoda, 0 gdy nie ma),
BLZ – bariera lewostronna zasłania część jezdni (1 gdy zasłania, 0 gdy nie),
BPZ – bariera prawostronna zasłania część jezdni (1 gdy zasłania, 0 gdy nie),
ZP – pierwszy wycinek, z którego przeszkoda boczna jest widoczna (1 gdy widoczna, 0 gdy nie).

Obliczone lub zmierzone (w przypadku istniejącej drogi) natężenie sakad można porównać z wartościami natężeń na wycinkach wzorcowych. W przeprowadzonych badaniach jako wzorce odcinków bez mostu zaproponowano wycinki J1 i J2, gdzie oś drogi była linią prostą, nie było łuku pionowego, utwardzonych poboczy i elementów wyposażenia. Na tych wycinkach średnie natężenie sakad u uczestników badań wynosiło około 2,0.

Jako kryterium poprawności ukształtowania i wyposażenia analizowanych odcinków drogi proponuje się wartość natężenia sakad "2". Niespełnienie powyższych kryteriów mogłoby uzasadniać zmianę ukształtowania i/lub wyposażenia drogi. Należy jednak zaznaczyć, iż zaproponowane kryteria powinny być zweryfikowane na większej próbce badawczej.



Rysunek 4. Zmiana aktywności sakadycznej u 10 kierowców podczas obserwacji 4 odcinków dróg podzielonych na mniejsze pododcinki.

4. PODSUMOWANIE

Nowoczesne projektowanie i utrzymanie dróg powinno respektować fizyczne możliwości organizmu ludzkiego w tym szczególnie percepcji wzrokowej. Obecnie w systemie człowiek-pojazd-droga to człowiek jest największym ograniczeniem. Aby rozpoznać uwarunkowania i ograniczenia ludzkiej percepcji konieczne jest prowadzenie badań terenowych lub symulacyjnych z użyciem urządzeń do pomiaru reakcji człowieka, w tym do obserwacji ruchu gałek ocznych. Na podstawie ich analizy można wyodrębnić miejsca na drodze trudne w postrzeganiu, a być może decydujące o bezpieczeństwie ruchu drogowego. Dobór odpowiedniego sprzętu daje możliwość analiz na różnym poziomie – od lokalizacji punktów fiksacji wzroku do detalicznej analizy sakad i fiksacji, umożliwiającej opisanie stanu uwagi wzrokowej modulowanej przez bodźce wzrokowe pozyskiwane przez kierowcę na długości analizowanego odcinka drogi. Badania w tym kierunku powinny obejmować na przykład wpływ reklam, zadrzewienia, ekranów akustycznych, odliczników czasu i innych nowoczesnych urządzeń będących w polu widzenia kierowcy koncentrującego się na obserwacji drogi, na stan uwagi wzrokowej i jej zaburzenia.

W rejonie skrzyżowań, przejazdów, przejść, szkół, łuków z ograniczeniem widoczności i w innych lokalizacjach, gdzie w szczególny sposób uwaga wzrokowa powinna być skupiona na drodze i jej oznakowaniu, nie powinny być umieszczane urządzenia i instalacje nie związane z dostarczaniem kierowcy potrzebnej informacji angażujące uwagę wzrokową kierowcy. Sformułowanie konkretnych odległości od jezdni może nie dawać zamierzonego efektu - każdą lokalizację należy rozpatrywać indywidualnie. Być może zaproponowane i prowadzone aktualnie badania, wraz z wynikami innych metod badawczych, w niedługiej przyszłości umożliwią sformułowanie jednoznacznych wymagań co aranżacji przestrzeni wokół drogi, przyjaznej i ergonomicznej dla kierowców.

Piśmiennictwo

[1] Sternberg R.J.: Psychologia poznawcza, WSiP Warszawa 2001.
[2] Malawski M., Ober J., Czynność okoruchowa jako wskaźnik przydziału świadomej uwagi w trakcie realizacji zadania lotniczego, XIII Konferencja Biocybernetyki i Inżynierii Biomedycznej 2003, tom II – Biopomiary, .
[3] Ober J.K., Ober J.J., Gryncewicz W., Dylak J., Balcer M., Pałeczka D.: Monitorowanie parametrów psychofizjologicznych operatora systemu - multisensor "Jazz", XII Krajowa "Konferencja Biocybernetyka i Inżynieria Biomedyczna", PAN, Warszawa 2001
[4] Mourant R., Feng-Ji Tsai, tala Al.-Shihabi, Jaeger B., Divided Attention Ability of Young and Older Drivers, Virtual Environments Laboratory, Department of Mechanical, Industrial and Manufacturing Engineering Northeastern University, internet: www-nrd.nhtsa.dot.gov.
[5] Sodhi M., Reimer B., Cohen J., Vastenburg E., Kaars R.: On - Road Driver eye Movement Tracking Using Head - Mounted Devices, internet: www.ime.uri.edu.
[6] McCarley J., Vais M., Pringle H., Kramer A., Irwin D., Strayer D., Conversation disrupts visual scanning of traffic scenes, internet: www.psych.utah.edu.
[7] Strayer D., Johnston W.: Driven to Distraction: Dual - Task Studies of of Simulated Driving and Conversing on a Cellular Telephone, Psychological Science Nr 12/2001, American Psychological Society, 2001.
[8] Strayer D., Drews F., Albert R., Johnston W.: Why do Cell Phone Conversations Interfere with Driving?, Department of Psychology, University of Utah, Salt Lake City, USA, internet: www.psych.utah.edu.
[9] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego. Teoria i praktyka. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2009
[10] Maltz M., Shinar D., Eye Movements of Younger and Older Drivers, Human Factors vol. 41, str. 15-25, internet: static.highbeam.com.
[11] Recarte M., Nunes L.: Effects of verbal and spatial - imagery tasks on eye fixatioons while driving, Journal of Experimental Psychology: Applied Vol. 6,nr 1, American Psychological Associaton 2000.
[12] Bichajło L.: Wpływ ukształtowania i wyposażenia mostu z dojazdami na percepcję wzrokową kierowców, praca doktorska, Politechnika Warszawska 2005.

VISUAL ROAD OBSERVATION AND ASSOTIATED VISUAL ATTENTION MODES

Summary

The paper discusses changes in visual attention of drivers associated with a variable number of visual stimuli that are important for correct driving. The author pointed out at various possible modes of visual attention, highlighting the problem of possible blocking of stimuli that require driver's non-standard reaction.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Lesław BICHAJŁO[1]
Mateusz SZARATA[2]
Politechnika Rzeszowska

ATRAKCYJNOŚĆ ROWERU MIEJSKIEGO JAKO ŚRODKA LOKOMOCJI NA PRZYKŁADZIE RZESZOWA

STRESZCZENIE

W artykule omówiono przebieg i wyniki pomiarów czasu podróży rowerem miejskim, autobusem komunikacji miejskiej i samochodem osobowym pomiędzy punktem zlokalizowanym w miasteczku akademickim a wytypowanymi trzema punktami w centrum miasta. Mierzono całkowity czas podróży (łącznie z czasem dojścia, poszukiwaniem miejsca parkingowego) z wyodrębnieniem czasu jazdy zadanym środkiem lokomocji. Poprzez takie badania oceniano atrakcyjność roweru miejskiego jako alternatywnego środka transportu.

SŁOWA KLUCZOWE: rower miejski, transport publiczny

1. WPROWADZENIE

Jednym ze sposobów zmniejszenia natężenia ruchu samochodów w centrach miast jest promowanie komunikacji zbiorowej i rowerowej. Samorządy niektórych miast wprowadziły usługę „roweru miejskiego". W niniejszej pracy na przykładzie miasta Rzeszowa przedstawiono analizę czasu podróży w godzinach szczytu komunikacyjnego rowerem miejskim między punktami docelowymi zlokalizowanymi w kluczowych punktach miasta. W celu oceny efektywności roweru miejskiego wyniki te porównano z czasem podróży tradycyjnymi środkami lokomocji – autobusem komunikacji miejskiej oraz samochodem osobowym. Przedstawiona analiza nie obejmuje całokształtu zagadnień związanych z problematyką transportu rowerowego w miastach. Rower miejski po raz pierwszy wprowadzono w Amsterdamie w 1960 roku pod nazwą „White bicycle plan''; następnie był on promowany w największych miastach na świecie. Głównym celem takiego rozwiązania jest zwiększenie dostępności do transportu publicznego i zmniejszenie ilości podróży wykonywanych samochodami w centralnej części miasta. Ponadto w połączeniu z różnymi środkami transportu umożliwia bezpłatne lub tanie podróżowanie na krótkich odległościach, co prowadzi do zmniejszenia natężenia ruchu, hałasu oraz zanieczyszczeń. Dzięki temu osoby dojeżdżające do pracy np. kolejką podmiejską mogą przesiąść się na wypożyczony rower,

[1] leszbich@prz.edu.pl
[2] matsza@prz.edu.pl

a następnie zwrócić go na stacji rowerowej leżącej blisko miejsca zatrudnienia. Takie rozwiązanie wydaje się być bardzo atrakcyjne w przypadku podejmowania multimodalnych podróży ze względu na swą elastyczność, która pozwala wyeliminować czas i koszty oczekiwania. Przeprowadzone w Holandii badanie czasu podróży na 25 trasach „dom-praca" udowodniły spadek wskaźników czasów przejazdu z 1,43 do 1,25 w przypadku gdy osoby zrezygnowały z podróży transportem publicznym na krótkich trasach lub przejścia pieszego na rzecz roweru miejskiego [4].

Celem wykonania pomiarów było porównanie rzeczywistych czasów podróży odbywanych rowerem, transportem indywidualnym i zbiorowym pomiędzy specyficznymi miejscami: miasteczkiem akademickim i obiektami w ścisłym centrum miasta. Drugim celem było ewentualnych wskazanie utrudnień związanych z przyjętym przez operatora i władze miasta systemem eksploatacji roweru miejskiego. Referat nie stanowi uogólnienia zagadnienia, lecz jest raczej punktem widzenia konsumenta korzystającego z usługi roweru miejskiego.

2. RZESZOWSKI ROWER MIEJSKI

Sukces ,,roweru miejskiego" zależy nie tylko od sposobu zarządzania (pobierania opłat, dbania o stan techniczny rowerów) ale również od ilości i jakości tras rowerowych, a także od rozmieszczenia stacji, gdzie rowery mogą być wypożyczane i zwracane (rys. 1). Dlatego prawidłowe funkcjonowanie oraz rozwój takiego środka transportu wymaga ciągłych analiz związanych z czasem i kosztami podróży użytkowników, zasięgiem stacji i rozwojem infrastruktury rowerowej.

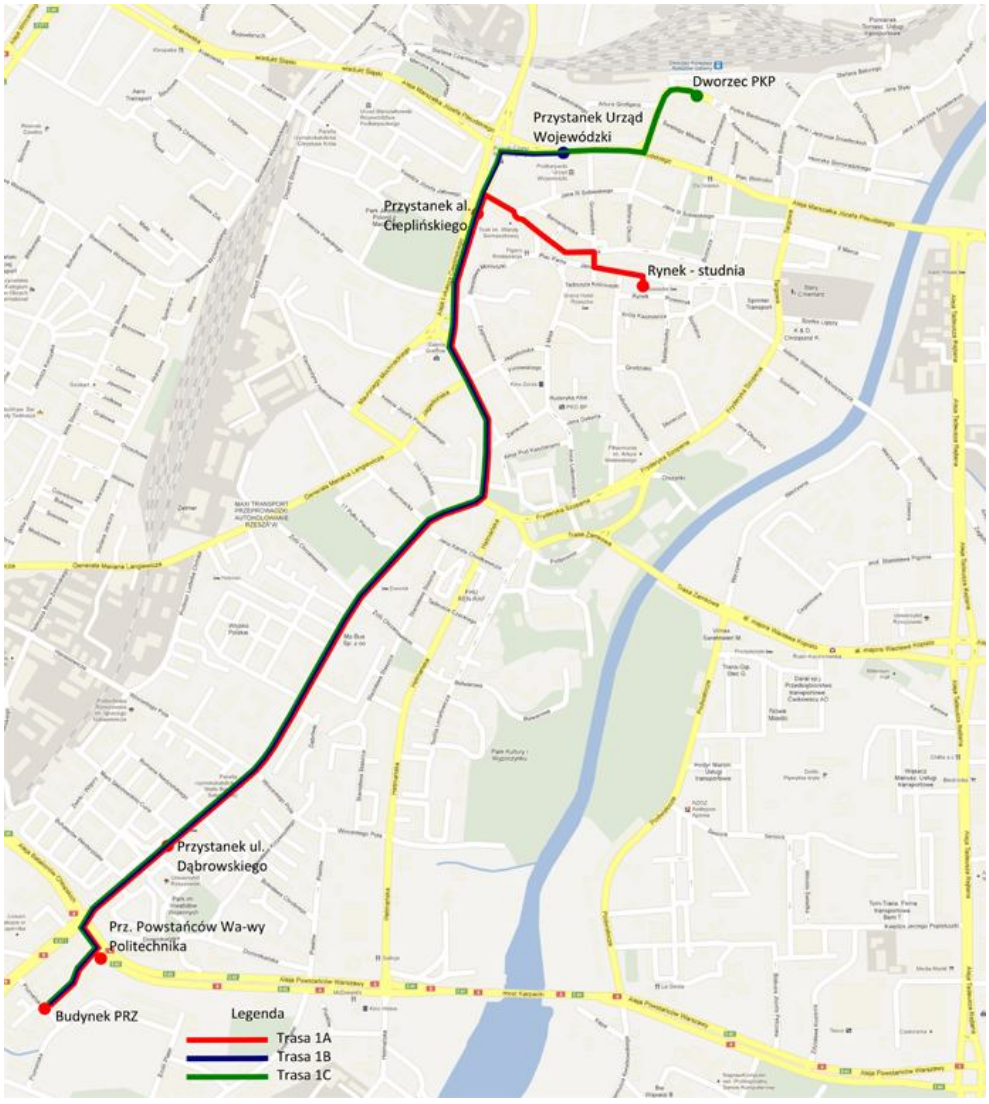


Rysunek 1. Typowa stacja ,,roweru miejskiego"

Takie badania są częścią szerszych badań obejmujących modelowanie ruchu miejskiego, w tym regularnej komunikacji zbiorowej i indywidualnych środków transportu. Własne pomiary czasów podróży wykonywane były pomiędzy miasteczkiem studenckim a centrum miasta. Na podstawie przeprowadzonej sondy wśród studentów określono trzy główne cele podróży, reprezentujące najczęstsze ich podróże związane z rozrywką, dojazdem do uczelni oraz niezbędnym pobytem w urzędzie. Były to: rynek miejski z punktem końcowym znajdującym się przy zabytkowej studni, wejście do dworca PKP oraz wejście

do budynku Urzędu Wojewódzkiego. Jako początek wszystkich tras przyjęto budynek Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej. Do wykonania badań wybrano trzy popularne środki transportu: rower miejski, autobus komunikacji miejskiej oraz samochód osobowy. Chcąc wykorzystać ich wszystkie zalety, w pomiarach nie narzucano przebiegu tras przejazdu, lecz przyjęto założenie, że podróż samochodem czy rowerem powinna być dobrana optymalnie do panujących warunków ruchowych. I tak kierowcy samochodów nie musieli korzystać z głównych najbardziej zatłoczonych ciągów komunikacyjnych, a rowerzyści mieli możliwość jazdy przez parki i ciągi pieszo-rowerowe. W przypadku przejazdów autobusem wybrano trzy możliwe trasy, którymi komunikacja zbiorowa umożliwia dotarcie do wyznaczonych celów. Trasy te charakteryzuje zróżnicowana jakość obsługi pasażerów pod względem częstotliwości i regularności kursowania autobusów. Wszystkie trasy przebiegają wzdłuż głównych ciągów komunikacyjnych miasta (rys. 2). Trasa 1 opisana poniżej zapewnia dostęp do wszystkich celów wytypowanych do przeprowadzenia pomiarów.

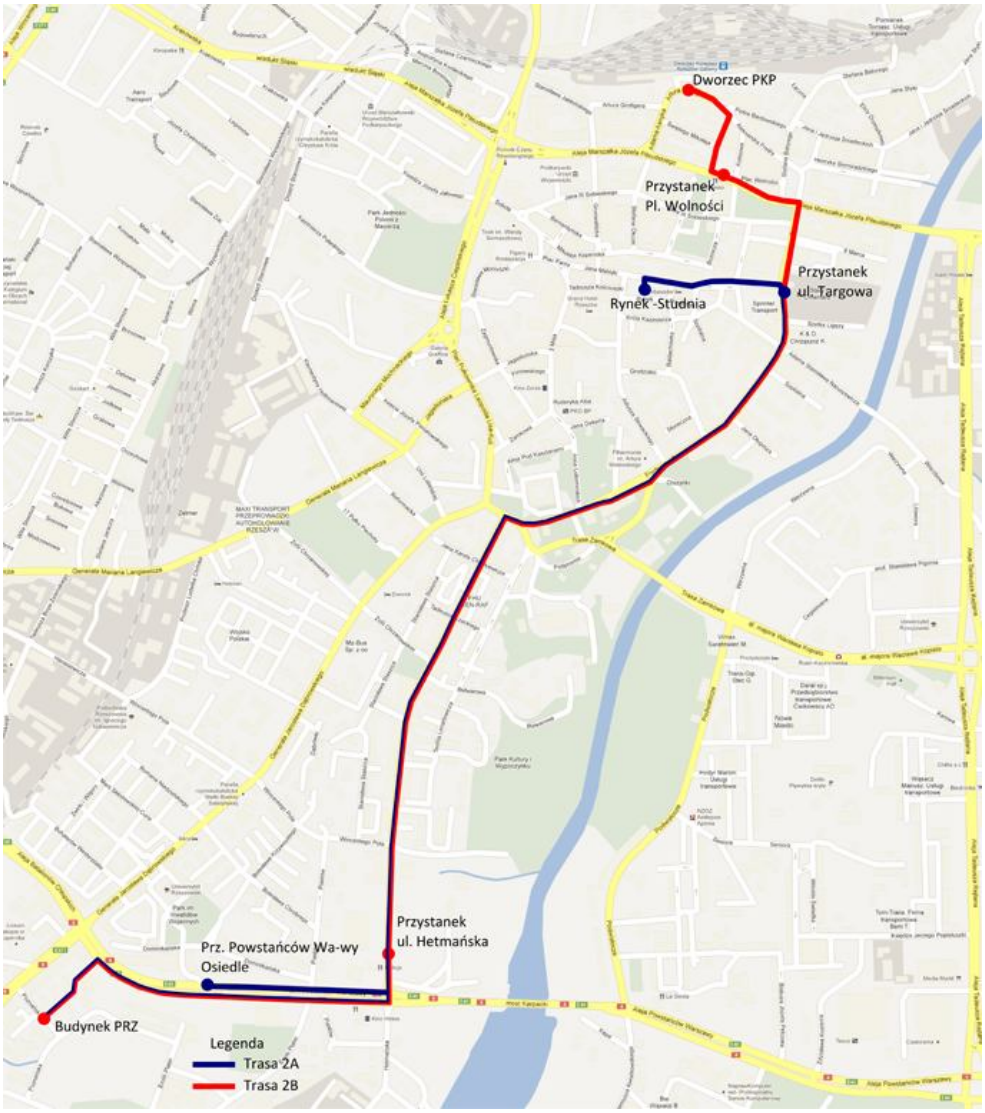
Przejazd autobusem rozpoczynał się od dojścia z przed budynku politechniki do przystanku, z którego możliwy był dojazd do celu autobusami kilku linii (minimalizacja czasu oczekiwania na autobus), a kończył na najbliższym celu przystanku, skąd realizowano etap pieszy do rynku.



Rysunek 2. Schemat tras 1A-1C.

Trasa 1B przebiegała pomiędzy budynkiem Politechniki a Urzędem Wojewódzkim. Przystankiem końcowym był przystanek przy al. Piłsudskiego (przy Urzędzie Wojewódzkim), a przystankiem rozpoczynającym trasę powrotną przystanek przy al. Cieplińskiego (przystanek 6a).

Trasa 1C przebiegała pomiędzy budynkiem politechniki a dworcem PKP, przy którym znajdował się przystanek komunikacji miejskiej (rys. 3).



Rysunek 3. Schemat tras 2A i 2B.

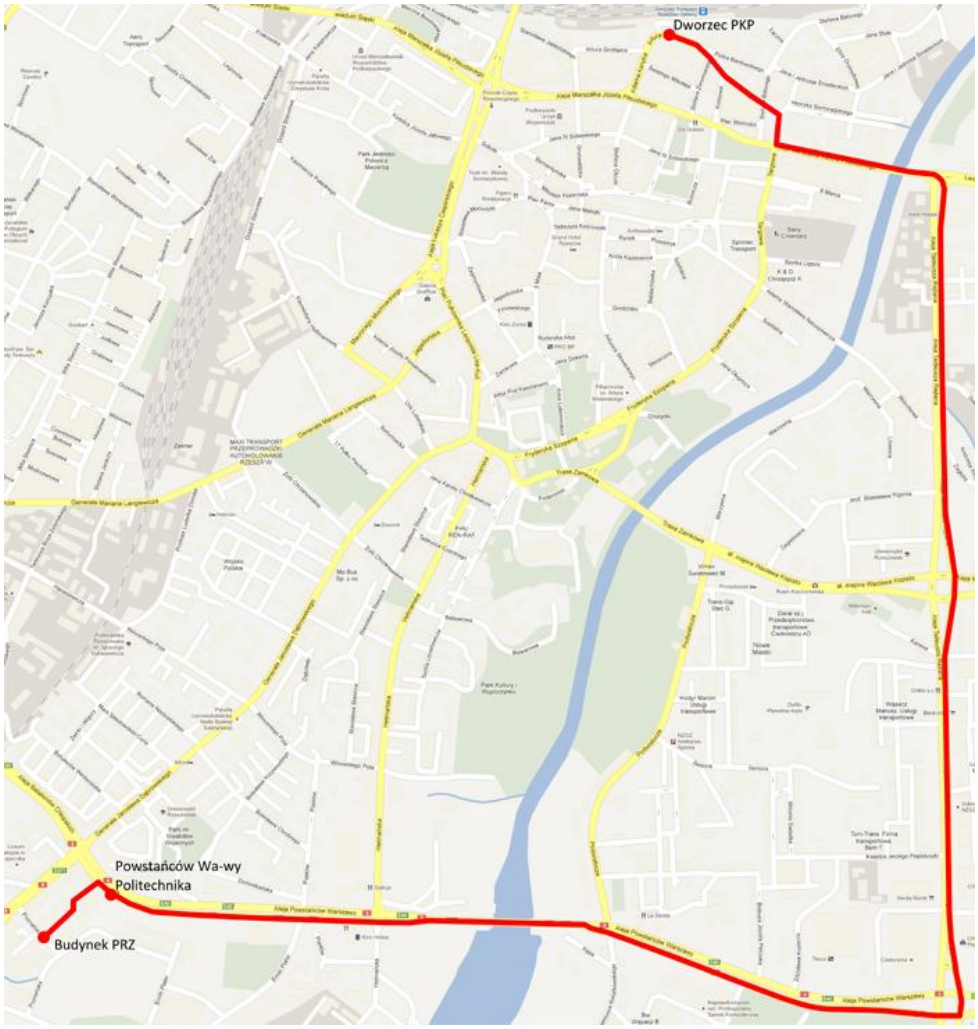
Trasa 2A była alternatywną dla trasy 1A, a trasa 2B alternatywną dla trasy 1C, zaś trasa 3 była alternatywą dla trasy 1C i 2B (rys. 4).

Jedynym założeniem dotyczącym trasy podróży rowerowych było wykorzystanie do pomiarów tylko roweru miejskiego jako alternatywnego dla samochodów i autobusów, promowanego przez władze miasta środka transportu. W związku z tym przyjęto, że użytkownik chcąc przemieścić się pomiędzy wyznaczonymi celami skorzysta z następujących stacji rowerowych:

- stacja nr 09 przy ul. Dąbrowskiego – jako stacja rozpoczynająca etap rowerowy oraz kończąca przejazd rowerem w drodze powrotnej,
- stacja nr 01 ratusz rynek,

- stacja nr 12 przy ul. Cieplińskiego – jako stacja końcowa przejazdu rowerem zlokalizowana najbliżej Urzędu Wojewódzkiego oraz pierwsza stacja w drodze powrotnej,
- stacja nr 02 przy ulicy Gałęzowskiego – stacja końcowa/początkowa przejazdu umożliwiającego dostęp do dworca PKP.

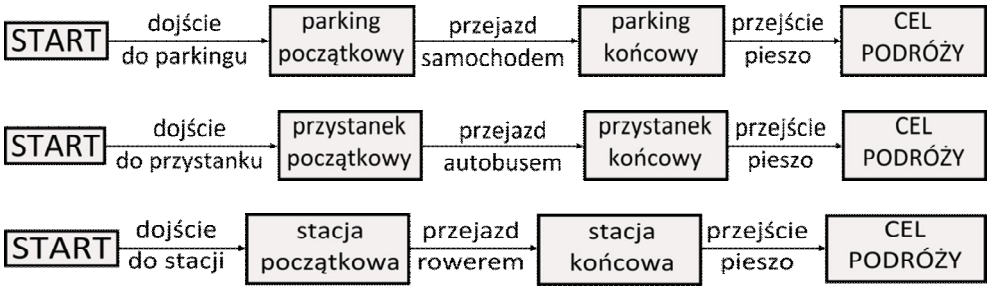
Dobór trasy przejazdu samochodem pozostawiono kierowcom wymagając jedynie, aby zaparkowali samochód na najbliższym celowi podróży parkingu bezpłatnym lub płatnym.



Rysunek 4. Schemat trasy 3.

3. METODYKA POMIARÓW

Pomiary były wykonywane w czerwcu 2011 roku. Przejazdy poszczególnymi środkami transportu realizowane były podczas szczytu porannego w godzinach 7:00-9:00 i popołudniowego w godzinach 14:30- 16:30. Przeszkoleni uczestnicy badań otrzymali karty pomiarowe, na których odnotowywano zarówno całkowity czas podróży mierzony od punktu początkowego do celu (podróż samochodem), jak i czasy dojścia do wybranego środka transportu, czas przejazdu oraz czas przejścia do celu (autobusem oraz rowerem). Podczas planowania eksperymentu uwzględniono zalecenia zawarte w [1] i [2]. Schematy podróży pokazano na rys.5.



Rysunek 5. Schematy podróży w zależności od środka transportu

Oprócz pomiarów czasu ankieterzy porównywali punktualność przyjazdu autobusu na przystanek z rozkładem jazdy, oceniali liczbę i stan techniczny dostępnych rowerów na stacjach rowerowych oraz wpisywali uwagi dotyczące wystąpienia zaburzeń w ruchu.

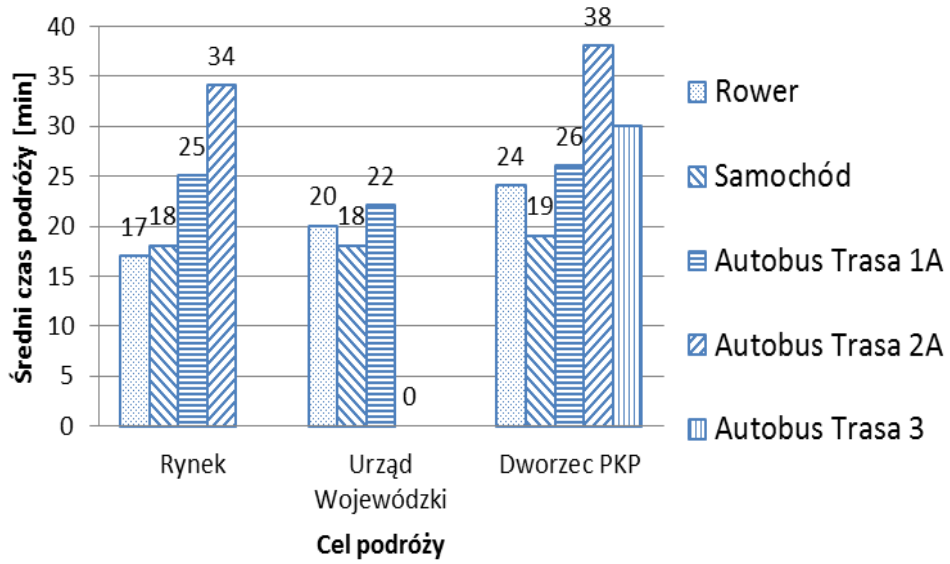
4. WYNIKI

Każdy uczestnik eksperymentu został poproszony o odnotowanie godziny i minuty:

- rozpoczęcia podróży,
- dojścia do samochodu/przystanku autobusowego/roweru,
- rozpoczęcia jazdy samochodem/autobusem/rowerem,
- opuszczenia samochodu/autobusu/roweru (odpowiednio na parkingu, przystanku autobusowym lub stacji rowerowej najbliższej celu podróży),
- osiągnięcia celu podróży.

W sumie dla każdej z tras wykonano ponad 40 obserwacji. W przypadku eksperymentu rowerowego udział wzięli członkowie Towarzystwa Rowerowego w Rzeszowie, za co autorzy składają im serdeczne podziękowanie.

Uśrednione czasy podróży poszczególnymi środkami transportu pokazano na rys.6.



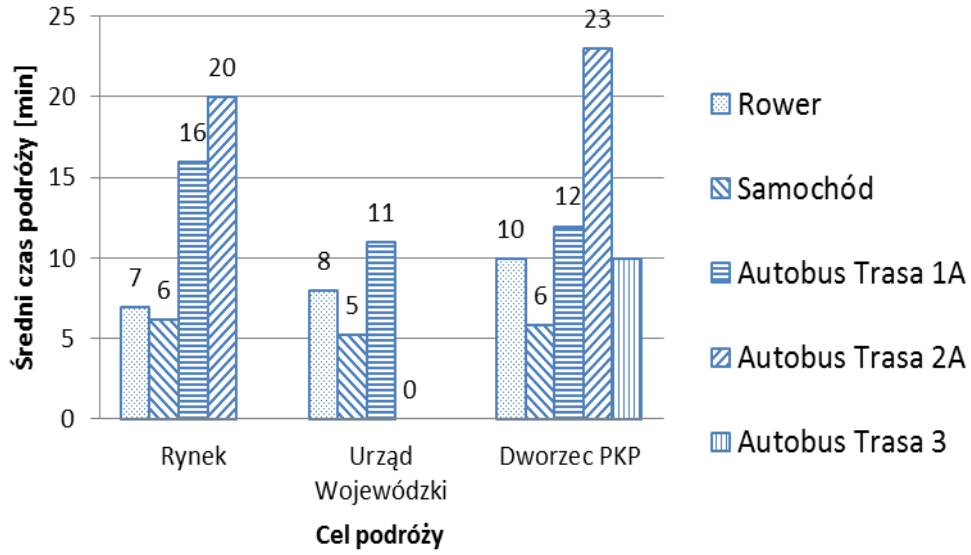
Rys.6. Uśrednione całkowite czasy podróży w zależności od środka transportu

Na rys.7 pokazano czasy od momentu startu podróży w eksperymencie do momentu rozpoczęcia jazdy wybranym środkiem transportu oraz od zakończenia jazdy do momentu osiągnięcia celu podróży (np. czas na oddanie roweru, zaparkowanie samochodu i dojście

do celu). W ten sposób chciano wyodrębnić czas etapu pieszego, który należy przewidzieć w planowaniu podróży.

W przypadku podróży autobusem i rowerem znaczący udział w całkowitym czasie podróży stanowi czas etapu pieszego. Aby obydwa środki lokomocji były atrakcyjne, zarówno przystanki autobusowe jak i stacje rowerowe muszą być zlokalizowane blisko źródeł i celów podróży. Ponadto bardzo istotny jest czas oczekiwania na przyjazd autobusu oraz dostępność roweru. W przypadku autobusów utrudnienie stanowiły skrzyżowania oraz zatłoczone ulice, ponieważ dotychczas w Rzeszowie nie ma ułatwień dla autobusów.

Na podstawie obserwacji i pomiaru czasów przejazdu stwierdzono, że największy wpływ na rozrzut czasu podróży ma oczekiwanie na przyjazd autobusu oraz zwiększenie czasu jego jazdy spowodowane oczekiwaniem na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną, a także sprzedaż biletów podczas postoju na przystanku autobusowym.



Rys.7. Uśrednione czasy etapu pieszego podróży podczas eksperymentu w zależności od środka transportu

W przypadku korzystania z roweru miejskiego stwierdzono zasadniczy wpływ na czas podróży nietrafnej lokalizacji stacji rowerowych oraz trudności z odblokowaniem i zablokowaniem roweru na stacji rowerowej. Ponadto stwierdzono, że system pobierania opłat zniechęca potencjalnych użytkowników, gdyż wymaga osobistej rejestracji w biurze operatora roweru i wyrobienia karty użytkownika. W kilku przypadkach stwierdzono brak dostępnego roweru, co spowodowało konieczność oczekiwania na zwrot roweru przez innego użytkownika i skutkowało znaczącym wydłużeniem czasu podróży.

Biorąc pod uwagę całkowity czas podróży stwierdzono, że w sprzyjających warunkach atmosferycznych i przy niewielkiej korekcie rozmieszczenia stacji rowerowych w analizowanym obszarze, a także po usprawnieniu pobierania i zwrotu roweru, jest on konkurencyjnym środkiem transportu w mieście. Jest to szczególnie istotne dla przyjezdnej młodzieży szkolnej i akademickiej, która może w ten sposób zmniejszyć koszty i czas codziennych podróży w obszarze miasta.

5. WNIOSKI

Przeprowadzone pilotażowe pomiary czasu przejazdu różnymi środkami transportu wykazały duży potencjał roweru miejskiego jako środka transportu służącego szybkiemu przemieszczaniu się pojedynczych osób z małym bagażem podręcznym. Warunkiem

bezpiecznego korzystania z roweru i skrócenia czasu podróży jest utworzenie systemu ścieżek rowerowych wzdłuż najkrótszych możliwych tras przejazdu.

Podróż autobusem komunikacji miejskiej okazała się w przeprowadzonym eksperymencie najdłuższa. Wpływa na to jednak kilka czynników: czas oczekiwania na przyjazd, utrudnienia związane z dużym natężeniem pojazdów na ulicach, sprzedaż biletów w autobusie oraz odległość przystanku od źródła i celu podróży. Jest to istotny sygnał dla władz miasta sugerujący konieczność wprowadzenia ułatwień dla komunikacji miejskiej, o ile ten środek transportu będzie przez władze preferowany.

Szersza analiza możliwości powszechnego wykorzystania roweru miejskiego wymaga wykonania dodatkowych pomiarów na innych trasach rowerowych, na przykład tych, które są wydzielone z jezdni. W tego typu badaniach można wykorzystać opisaną metodę prowadzenie eksperymentu.

W przypadku podróży rowerami bardzo istotna jest lokalizacja stacji rowerowych oraz sposób wypożyczania i oddawania roweru, a także uiszczania opłaty. Wybór najlepszych rozwiązań powinien być poprzedzony badaniami ankietowymi preferowanego sposobu wnoszenia opłaty za użycie roweru oraz akceptowalnego oddalenia stacji rowerowej od źródła/celu podróży. Pozwoliłoby to na unikanie rozwiązań wątpliwych, będących antyreklamą dla nowego w warunkach polskich sposobu odbywania podróży miejskich.

Piśmiennictwo

[1] Praca zbiorowa pod redakcją prof. M. Tracza: Pomiary i badania ruchu drogowego. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1986
[2] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego. Teoria i praktyka. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2009
[3] Radzimski A.: Polityka rowerowa Kilonii, Transport miejski i regionalny, nr 5/2012
[4] Buczyński A.: Zgodność zachowań rowerzystów z organizacją ruchu w świetle warszawskich badań ruchu rowerowego, Transport miejski i regionalny, nr 3/2012

URBAN BIKE ATTRACTIVENESS ON RZESZOW EXAMPLE

Summary

The paper demonstrates travel time changes between several places in the city of Rzeszów depending on type of locomotion. The travel time between selected important places in the city was measured for a car, bus and city bike. The city bike can be a good alternative for car and bus travel because the travel time by bike is comparable to car travel time and shorter than bus travel time.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marcin BUDZYŃSKI[1]
Politechnika Gdańska

KONCEPCJA METODY OCENY ZAGROŻEŃ W RUCHU DROGOWYM

STRESZCZENIE

Sieć drogowa w Polsce, pomimo przekształceń, ciągle jeszcze w wielu przypadkach nie odpowiada oczekiwanym standardom bezpieczeństwa, jednocześnie brak tych standardów rzadko jest podawany jako przyczyna wypadków drogowych. Brak formalnie określonych standardów bezpieczeństwa wiąże się z występowaniem mankamentów na sieci dróg, które bezpośrednio zagrażają uczestnikom ruchu drogowego lub sprzyjają popełnianym przez tych uczestników błędom. Konieczne jest zatem poszukiwanie i opracowanie zależności pomiędzy źródłami zagrożenia w ruchu drogowym, a stratami osobowymi i ekonomicznymi wypadków drogowych. Zależności te będą opisane za pomocą modeli matematycznych umożliwiających symulowanie wpływu zmienności wybranego zbioru źródeł zagrożenia na wybrane skutki wypadków drogowych na odcinkach sieci dróg.

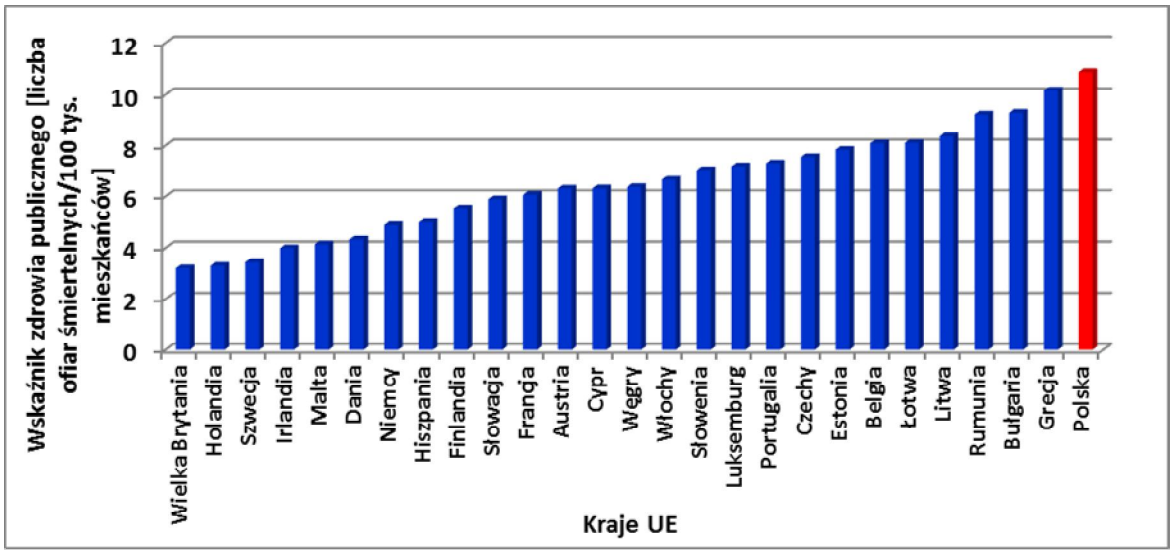
SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo, ruch drogowy, zagrożenia, infrastruktura drogowa

1. WPROWADZENIE

W ciągu ostatnich 10 lat (2002 – 2011) na polskich drogach w wyniku ponad 472 tys. wypadków drogowych: 51 tys. osób poniosło śmierć, 596 tys. osób zostało rannych, a koszty zdarzeń drogowych wyniosły blisko 250 mld zł. Do roku 2008 w Polsce ginęło średnio w roku ok. 5,5 tys. osób. W latach 2009-2010 zarejestrowano trend spadkowy, który niestety w roku 2011 uległ odwróceniu i Polska zajęła niechlubne, pierwsze miejsce w UE pod względem wskaźnika demograficznego liczby ofiar śmiertelnych - 11 ofiar śmiertelnych na 100 tys. mieszkańców, podczas gdy w najlepszych pod tym względem krajach (Wielka Brytania, Holandia, Szwecja) jego wartość wynosi 3 (rys. 1). W ciągu ostatnich 10 lat w Polsce liczba ofiar śmiertelnych wypadków. drogowych spadła o ok. 30%, podczas gdy w takich krajach, jak Francja, Niemcy czy Wielka Brytania redukcja ofiar śmiertelnych wypadków drogowych przekroczyła 50%.

To porównanie świadczy o zbyt małej skuteczności działań na rzecz bezpieczeństwa ruchu drogowego (brd) w Polsce. Mimo opracowania programów bezpieczeństwa ruchu drogowego (krajowego i dla części województw) oraz przyjęcia ich do realizacji przez Rząd RP i władze samorządowe, brakuje właściwej ich realizacji. Zbyt wolno zmienia się kultura bezpieczeństwa użytkowników dróg i pracowników instytucji odpowiedzialnych za bezpieczeństwo ruchu drogowego. Wolno przekształca się mocno zaniedbana i w wielu przypadkach nie odpowiadająca standardom bezpieczeństwa, infrastruktura drogowa [1].

[1] mbudz@pg.gda.pl



Rys. 1 Polska na tle krajów UE pod względem wskaźnika demograficznego ofiar śmiertelnych w 2011 roku

Od kilkunastu lat wdrażane są działania zmierzające do zmiany tego stanu rzeczy, jednak warunkiem podejmowania jakichkolwiek racjonalnych działań prewencyjnych jest posiadanie możliwie pełnej wiedzy o danym zjawisku szczególnie, gdy ma ono charakter złożonych procesów. Takimi złożonymi procesami są wypadki drogowe i z tego powodu w działaniach zaradczych nie można korzystać z prostych i uniwersalnych środków wdrażanych bez podstaw merytorycznych. W przypadku oceny zagrożeń uczestników ruchu drogowego ciągle jeszcze występują elementy słabo rozpoznane lub pomijane w badaniach. Bardzo często pomijany jest wpływ infrastruktury drogowej na wystąpienie wypadków drogowych, przypisując ich powstawanie przede wszystkim błędom użytkowników dróg, nie biorąc pod uwagę faktu, że błędy te mogą być spowodowane brakami lub mankamentami (źródła zagrożeń) infrastruktury drogowej [2].

2. INSPEKCJE BRD JAKO NARZĘDZIA WSPOMAGAJĄCE ZARZĄDZANIE BEZPIECZEŃSTWEM RUCHU DROGOWEGO

Bezpieczeństwo drogowe wymaga podjęcia działań dotyczących pojazdu, kierowcy i infrastruktury. Normy bezpieczeństwa infrastruktury drogowej w poszczególnych państwach UE wykazują znaczne rozbieżności pod względem struktury i zakresu obowiązywania. Wymagania w zakresie bezpieczeństwa odgrywają przy projektowaniu dróg zbyt często drugorzędną rolę. Ponadto istnieją problemy utrzymania dróg, gdyż istniejąca sieć drogowa w wielu przypadkach nie jest zgodna ze współczesnymi normami bezpieczeństwa, a często planowana była dla całkowicie odmiennych warunków ruchu. Powyższe problemy spowodowały wejście w życie Dyrektywy Parlamentu Europejskiego i Rady w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej. Dyrektywa wymaga dla transeuropejskiej sieci dróg ustanowienia i wdrożenia procedur przeprowadzania ocen wpływu na brd, audytów brd, zarządzania i kontroli brd. W stosunku do pozostałej części sieci drogowej jej postanowienia mogą służyć jako zestaw dobrych praktyk w poprawie brd.

Dyrektywa wprowadza między innymi inspekcję brd, która oznacza okresową identyfikację zagrożeń wymagających działań poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Inspekcja brd jest środkiem prewencyjnym służącym identyfikacji nieprawidłowości na eksploatowanej drodze i w jej otoczeniu, co pozwala na przeprowadzenie w odpowiednim czasie działań poprawiających funkcjonalność drogi i bezpieczeństwo jej użytkowników. Podstawową ideą inspekcji jest okresowe sprawdzanie dróg, głównie przez inżynierów ruchu,

niezależnie od statystyki wypadków. Celem jest identyfikacja mankamentów brd mogących potencjalnie wpływać na powstawanie zdarzeń drogowych.

Na podstawie inspekcji brd możliwa jest identyfikacja zagrożenia na drogach. Definicja zagrożenia w ruchu drogowym to możliwość wystąpienia straty (szkody) pod warunkiem, że nastąpią niekorzystne warunki, które doprowadzą do zdarzenia drogowego. Powiązania między źródłami zagrożenia i stratami w ruchu drogowym prezentuje następująca sekwencja: "Źródła zagrożenia - zagrożenie - aktywizacja zagrożenia - zdarzenie niebezpieczne - straty". Źródła zagrożenia są definiowane jako czynniki (takie jak np. czynniki fizyczne, chemiczne, biologiczne, psychofizyczne, organizacyjne, osobowe), których obecność, stan, właściwości itp. są powodem (źródłem) sformułowania zagrożenia. Źródłami zagrożeń na sieci dróg są: infrastruktura drogowa, pojazd, człowiek, ruch drogowy oraz zjawiska i uwarunkowania zewnętrzne. [3].

Dotychczasowa praktyka w zakresie wykonywania inspekcji dróg w Polsce oceniana jest z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego jako mało skuteczna, niejednolita i w niewielkim stopniu wykorzystująca wiedzę merytoryczną w zakresie brd. Z tego względu konieczne jest opracowanie procedur wykonywania inspekcji dróg, traktując samą inspekcję jako główne narzędzie do oceny zagrożenia w ruchu drogowym. Takie procedury, uwzględniające automatyzację zbierania danych, umożliwią zarządom drogowym podejmowanie efektywnych i skutecznych działań na rzecz poprawy bezpieczeństwa użytkowników dróg. Wyposażenie inspektora w urządzenia wspomagające automatyczną rejestrację źródeł zagrożenia występujących na drodze pozwoli na dokładniejsze i sprawniejsze wykonanie inspekcji. Natomiast obiektywizacja kryteriów oceny zagrożenia pozwoli na skupieniu się na źródłach zagrożenia przynoszących największe straty.

3. ZAŁOŻENIA DO METODY OCENY ZAGROŻENIA NA DROGACH

Metoda oceny zagrożenia w ruchu drogowym jest koniecznym narzędziem pozwalającym identyfikować źródła zagrożenia w układzie człowiek – pojazd – droga – otoczenie – ruch drogowy. Przewidywanie przyczyn, które mogą doprowadzić do powstania wypadku drogowego jest jednym z elementów zarządzania brd na sieci dróg.

Stosowane metody oceny zagrożenia można podzielić na dwie grupy:

- ocena zagrożenia przeprowadzana przez administrację drogową – na potrzeby utrzymania sieci drogowej i realizowania zadań związanych z poprawą brd,
- ocena zagrożenia wykonywana przez kluby motorowe na potrzeby uczestników ruchu drogowego (ocena konsumencka), określająca na podstawie cech drogi i jej otoczenia poziom bezpieczeństwa uczestników ruchu.

Przykłady oceny zagrożenia wykonywane dla potrzeb użytkowników dróg to, , ocena zagrożenia na drogach poprzez inspekcję drogi i prostą klasyfikację „gwiazdkową”, w której liczba gwiazdek oznacza poziom zagrożenia (jedna gwiazdka – bardzo duże zagrożenie, pięć gwiazdek – bardzo małe zagrożenie). Taka formuła może być wykorzystywana na różnych typach dróg, pozwala też na ocenę i porównania dróg w całej Europie [4]. Przydzielanie punktów poszczególnym odcinkom dróg odbywa się według skali stopnia zagrożenia drogi. Jest ona używana w metodzie rankingu gwiazdkowego po to, by określić, jak droga chroni jej użytkowników od śmierci lub ciężkich obrażeń w razie wypadku (podobnie jak gwiazdkowy system oceny bezpieczeństwa pojazdów). Ranking gwiazdkowy różni się od klasycznej inspekcji brd na potrzeby administracji drogowej tym, że ma na celu ocenę ogólnych standardów bezpieczeństwa drogi, a nie identyfikację pojedynczych, szczególnie zagrożonych miejsc.

Na podstawie studiów literatury zidentyfikowano elementy mające największy wpływ na brd [5], [6], [7], [9]:

- ruch drogowy: natężenie ruchu samochodowego i pieszego, struktura rodzajowa potoku, prędkość ruchu i jej zróżnicowanie w potoku ruchu,
- przekrój poprzeczny drogi: szerokości pasów ruchu, poboczy i pasów dzielących, liczba pasów i kierunki ruchu, odległość do przeszkód bocznych, występowanie urządzeń ochrony pieszych i rowerzystów,
- plan sytuacyjny drogi: promienie łuków poziomych, konstrukcja krzywych przejściowych, krętość drogi,
- profil podłużny drogi: pochylenia spadków i wzniesień, promienie łuków pionowych,
- widoczność na skrzyżowaniach, łukach poziomych i pionowych,
- skrzyżowania i węzły: typ skrzyżowania i węzła, liczba punktów kolizji, dostępność
- organizacja ruchu: stan oznakowania poziomego i pionowego, sterowanie ruchem, limity prędkości
- stan nawierzchni i poboczy: koleiny, ubytki, niski współczynnik przyczepności, uskoki na styku jezdni i pobocza.

Dla powyższych elementów na podstawie badań terenowych, w postaci inspekcji brd, zidentyfikowano główne mankamenty stanowiące źródło zagrożenia dla uczestników ruchu drogowego [8].

Poszukiwanie i opracowanie zależności pomiędzy źródłami zagrożenia w ruchu drogowym, a stratami osobowymi i ekonomicznymi wypadków drogowych warunkuje budowę metody oceny brd. Zależności te są opisane za pomocą modeli matematycznych umożliwiających symulowanie wpływu zmienności wybranego zbioru źródeł zagrożenia na wybrane skutki wypadków drogowych na odcinkach jednorodnych sieci dróg. Tego typu zależności stanowią podstawę metody oceny zagrożenia bezpieczeństwa ruchu na sieci dróg.

Opracowanie metody oceny zagrożenia w ruchu drogowym, będącej narzędziem identyfikacji źródeł zagrożenia i oceny jego poziomu na istniejącej sieci drogowej wymaga realizacji następujących zadań badawczych:

- identyfikacja zagrożeń i źródeł zagrożeń w ruchu drogowym (wraz z zautomatyzowaną procedurą przeprowadzenia inspekcji w terenie),
- opracowanie modeli matematycznych wiążących zagrożenie (źródła zagrożeń) z poziomem strat poniesionych w wyniku wypadku drogowego,
- opracowanie kryteriów oceny poziomu zagrożenia,
- przypisanie działań prewencyjnych odpowiednim poziomom zagrożenia (po ustaleniu ich efektywności).

Określone powyżej zadania są realizowane przez autora w obrębie czterech głównych typów wypadków drogowych: najechania na pieszego, wypadnięcia pojazdu z jezdni, zderzenia czołowego, zderzenia bocznego lub tylnego, z uwzględnieniem prędkości, pory nocnej oraz rodzaju obszaru (zabudowany i niezabudowany), a także położenia regionalnego jako cech determinujących występowanie i wielkość strat.

Opracowane modele matematyczne, wiążące determinanty poszczególnych rodzajów źródeł zagrożeń (otoczenia drogi, geometrycznych, organizacji ruchu, wielkości ruchu itp.) ze stratami powstałymi w wyniku wypadków drogowych, posłużą do realizacji kolejnych elementów metody, między innymi do opracowania kryteriów oceny zagrożenia na drogach. Przewiduje się przeprowadzenie analizy kilku kryteriów (np. inżynierskich, statystycznych i ekonomicznych) do oceny poziomu zagrożenia na drogach i przyporządkowanie poszczególnym poziomom zagrożenia zbioru działań prewencyjnych poprawiających stan bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Zrealizowanie podanych powyżej zadań pozwoli na opracowanie zobiektywizowanej i w znacznym stopniu zautomatyzowanej metody oceny zagrożenia na sieci dróg. Należy

zaznaczyć, że dotychczas stosowana jest subiektywna ocena zagrożenia wykonywana przez pracowników zarządów dróg lub policjantów, co często jest mało skuteczne i nieefektywne.

4. OBSZAR BADAŃ I WYBRANE CZYNNIKI WPŁYWU NA BRD

Do badań przyjęto poligon złożony z sieci dróg krajowych. Wykorzystano dane z bazy danych o drogach krajowych z podziałem na blisko 5,5 tys. odcinków referencyjnych (tab.1). Następnie wykonano agregację do odcinków nie krótszych niż 0,5 km. Wyróżniono następujące odcinki dróg: A (autostrady), S1 (ekspresowe, jednojezdniowe), S2 (ekspresowe, dwujezdniowe), G1 (główne, jednojezdniowe), G2 (główne, dwujezdniowe), GP1 (główne ruchu przyspieszonego, jednojezdniowe), GP2 (główne ruchu przyspieszonego, dwujezdniowe). Dla wyróżnionych odcinków dróg krajowych wykonano również analizę bezpieczeństwa ruchu drogowego obliczając wskaźniki wypadków, tj.: gęstości wypadków GW, gęstości rannych GR gęstości ciężko rannych GCR i gęstości ofiar śmiertelnych GZ (tab.2).

Tablica 1. Charakterystyka odcinków badawczych na sieci dróg krajowych

Typ drogi	Liczba odcinków n	Długość SL	Praca przewozowa PP	Natężenie N
	[liczba]	[km]	[mln pojkm/ 3 lata]	[P/dobę]
G1	1388	4626,6	23979	4730
GP1	3130	10299,4	101341,7	8990
G2	16	14,8	287,2	17780
GP2	304	790,4	21103,9	24380
S1	75	224,8	2006,3	8150
S2	168	445,9	7955,3	16290
A	263	858,9	19538,6	20780
Razem	**5344**	**17260,8**	**176211,9**	**9320**

Tablica 2. Charakterystyka stanu bezpieczeństwa na odcinkach badawczych dróg krajowych

Typ	Wypadki		Ranni		Cieżko ranni		Ofiary śmiertelne	
	[liczba]	GW [wypadki/ km]	[liczba]	GR [ranni/ km]	[liczba]	GCR [ciężko ranni/ km]	[liczba]	GZ [ofiary śmiert./km]
G1	5233	1,26	7013	1,68	1615	0,39	847	0,2
GP1	17187	1,83	24065	2,56	6633	0,71	3253	0,35
G2	68	1,42	79	1,65	25	0,52	5	0,1
GP2	2044	2,24	2798	3,07	554	0,61	341	0,37
S1	131	0,58	203	0,9	99	0,44	55	0,24
S2	386	0,77	533	1,06	88	0,17	76	0,15
A	720	0,91	1083	1,37	213	0,27	102	0,13
Średnia	**25769**	**1,61**	**35774**	**2,23**	**9227**	**0,58**	**4679**	**0,29**

Czynniki wpływające na straty osobowe w ruchu drogowym zostały podzielone na dwie główne grupy: ruchowe i drogowe. Do czynników ruchowych występujących najczęściej podczas budowy modeli gęstości lub liczby wypadków na odcinkach dróg i mającym największy wpływ należy średnioroczne dobowe natężenie ruchu, a także prędkość pojazdów [9]. Drugą grupę stanowią czynniki drogowe, jak np.: klasa drogi, lokalizacja, przekrój, stan techniczny nawierzchni oraz poboczy, liczba skrzyżowań.

5. MODELE MIAR BRD

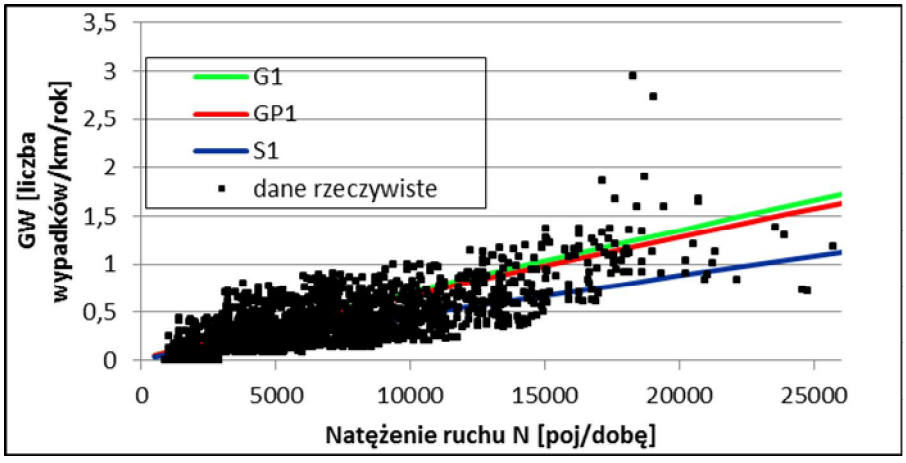
Na podstawie narzędzia wspomagającego analizy statystyczne, programu „STATISTICA", opracowano przykładowe modele dla oceny wpływu wybranych czynników na miary brd. Ogólną postać modelu szacującego zmienną zależną - gęstość wypadków GW dla odcinków dróg na obszarach niezabudowanych przedstawia równanie:

$$GW = a1 * KD * N^{a_2} * \exp(a_3 * x_3 + a_4 * x_4 + ... + a_n * x_n) \qquad (1)$$

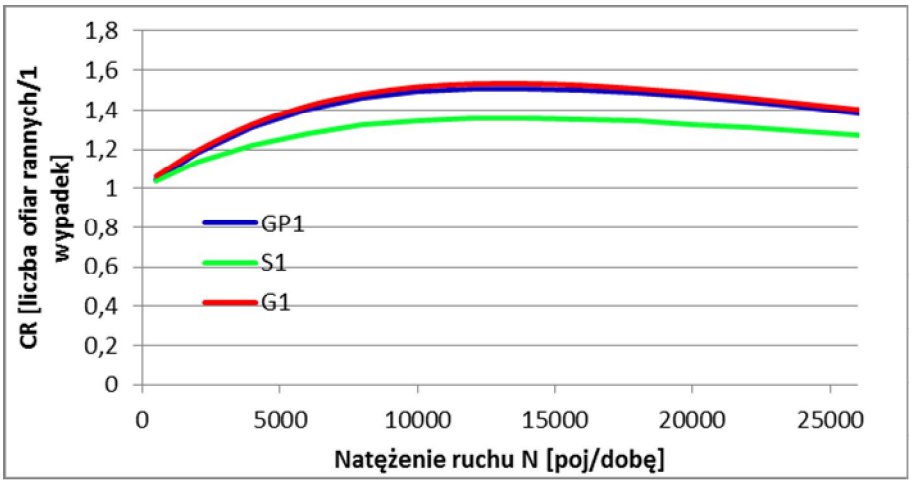
gdzie:
GW – gęstość wypadków [liczba wypadków/km/rok]
KD – zmienna jakościowa opisująca klasę drogi,
N – średniodobowe natężenie ruchu drogowego [poj/24h],
$a_1, \ldots, a_n$ – parametry modelu, współczynniki kierunkowe przy zmiennych niezależnych,
$x_3, x_4, \ldots, x_n$ – obserwowane, nielosowe zmienne niezależne.

Dla wybranej miary GW, największy wpływ na jej wartość miały: natężenie ruchu N, klasa drogi KD, lokalizacja drogi WL, gęstość skrzyżowań (GSKG, GSKI), występowanie odcinków z drugą jezdnią JE2, występowanie dodatkowego pasa ruchu PRD, występowanie szerokiego pobocza utwardzonego PUS.

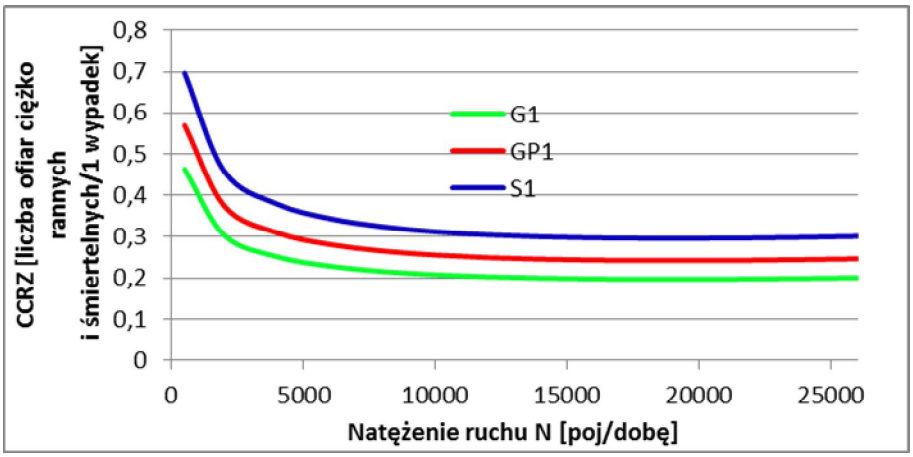
Na rys. 3 i 4 przedstawiono wykresy zależności gęstości wypadków GW oraz ciężkości ofiar rannych CR i wskaźnika ciężkości dla sumy ofiar ciężko rannych i śmiertelnych CCRZ (liczba ofiar na wypadek) od natężenia ruchu drogowego N i klasy drogi KD, przy uśrednionych wartościach pozostałych czynników wpływu. Zwraca uwagę spadek ciężkości ofiar rannych od natężenia powyżej 15000 pojazdów na dobę, oraz stała wartość gęstości ofiar ciężko rannych i śmiertelnych przy natężeniu powyżej 10000 pojazdów na dobę.



Rys. 2 Gęstość wypadków GW dla odcinków dróg na terenie niezabudowanym



Rys. 3 Ciężkość ofiar rannych CR dla odcinków dróg na terenie niezabudowanym



Rys. 4 Ciężkość ofiar ciężko rannych i śmiertelnych CCRZ dla odcinków dróg na terenie niezabudowanym

6. WNIOSKI

Metoda oceny zagrożenia oraz procedury i założenia do inspekcji drogowych są narzędziami koniecznymi przy wdrażaniu Dyrektywy UE w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej.

Identyfikacja odcinków o dużej koncentracji ryzyka oraz stworzenie metod oceny zagrożenia, bazującej nie tylko na statystykach, ale także na regularnie powtarzanych inspekcjach przeprowadzonych przez przeszkolonych inspektorów jest konieczna do wdrażania efektywnych środków podnoszących standardy brd i poprawiających bezpieczeństwo wszystkich użytkowników sieci drogowej

Metoda oceny zagrożenia w ruchu drogowym jest koniecznym narzędziem pozwalającym identyfikować źródła zagrożenia i oceniać ich poziom na istniejącej sieci drogowej. W Polsce ciągle brakuje narzędzi pozwalających skutecznie zarządzać bezpieczeństwem ruchu drogowego, w tym także obiektywnej metody oceny zagrożenia na sieci dróg.

Szczególnie istotne jest rozwijanie metod oceny wpływu poszczególnych elementów infrastruktury drogowej i jej otoczenia na bezpieczeństwo ruchu drogowego, co pozwoli na odpowiednie zmiany w instrukcjach i wytycznych dotyczących planowania, projektowania i eksploatacji sieci drogowej. Należy dodatkowo rozszerzyć w podejmowanych badaniach grupę czynników drogowych mogących mieć wpływ na brd, takich jak np. krętość i falistość drogi, cechy geometrii skrzyżowań itp.

Dotychczasowe prace badawcze dotyczą głównie dróg krajowych, konieczne jest ich rozszerzenie na drogi samorządowe, których specyfika wymaga odrębnych modeli szacowania wskaźników wypadkowych.

Piśmiennictwo

[1] Bezpieczne drogi ratują życie. Atlas ryzyka na drogach krajowych w Polsce 2006 – 2008, Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej, Gdańsk 2009
[2] Szczuraszek T. i inni: Badania zagrożeń w ruchu drogowym. Polska Akademia Nauk, Warszawa 2005 r.
[3] Zintegrowany System Bezpieczeństwa Transportu, II tom, Uwarunkowania rozwoju integracji systemów bezpieczeństwa transport. Praca zbiorowa pod red. Krystka R. WKŁ 2009
[4] Star Rating Roads for Safety, The EuroRAP Methodology, Hempshire UK, 2009.
[5] Area Safety Action Plan, Highways Agency Area 10, Highways Agency Publications Team, Manchester UK 2005
[6] Budzyński M.: Cechy dróg zamiejskich a zagrożenie zdrowia i życia ich użytkowników. Rozprawa doktorska, Politechnika Gdańska 2005
[7] European best practice for roadside design, Guidelines for maintenance and operations of roadside infrastructure. RISER workshop report, Budapest 2005
[8] Jamroz K. i inni: GAMBIT DROGI KRAJOWE, Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej Gdańsk, Kraków, Warszawa 2008
[9] Gaca S.: Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego, Zeszyty Naukowe. Inżynieria Lądowa nr 75, Politechnika Krakowska, Kraków 2002

CONCEPT OF RISK ASSESSMENT METHODOLOGIES IN TRAFFIC

Summary

The road network in Poland does not correspond to the expected standards of safety, the lack of these standards is rarely given as the cause of road accidents. There are no formally defined safety standards associated with numerous shortcomings of road network, which directly threatens road users or encourage such participants to commit errors. It is therefore necessary to seek and develop relationships between sources of risk in traffic, and personal and economic losses of road accidents. These relationships are described using mathematical models to simulate the effect of variation of a set of sources of threat on some consequences of road accidents on sections of road network.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Anna CHOMICZ-KOWALSKA[1]
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

OCENA ODPORNOŚCI NA ODDZIAŁYWANIE WODY I MROZU RECYKLOWANYCH MIESZANEK PODBUDOWY W ASPEKCIE RODZAJU ASFALTU SPIENIONEGO

STRESZCZENIE

Zakres badań laboratoryjnych obejmował ocenę właściwości mechanicznych recyklowanych mieszanek oraz ich odporności na oddziaływanie wody i mrozu w zależności od rodzaju asfaltu poddanego spienieniu. W badaniach użyto dwa rodzaje asfaltów (85N, 50/70), których zawartość w recyklowanym materiale wynosiła od 2,0% do 3,5% przy wzroście o 0,5%. W celu ustalenia wpływu rodzaju asfaltu stosowanego do produkcji piany asfaltowej na właściwości mieszanek podbudowy oznaczono wytrzymałość na pośrednie rozciąganie (przed i po nasączeniu wodą) oraz zbadano moduły sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu w trzech temperaturach (-10ºC, 0ºC, 25ºC). Ocenę odporności na oddziaływanie wody i mrozu oznaczono na podstawie wskaźnika TSR oraz według zmodyfikowanej metody AASHTO T283. Badania podstawowych właściwości oraz w zakresie wodo- i mrozoodporności ujawniły korzystniejszy wpływ asfaltu spienionego wytworzonego na bazie asfaltu 85N (Nynas Nyfoam 85) na uzyskane wyniki badań recyklowanych mieszanek podbudowy niż stosowanie asfaltu 50/70 do technologii spieniania.

SŁOWA KLUCZOWE: recykling głęboki na zimno, podbudowa, asfalt spieniony, mieszanka mineralno-cementowa z asfaltem spienionym

1. WSTĘP

Wzrost wymagań w stosunku do nośności nawierzchni drogowych w wyniku zwiększania dopuszczalnego obciążenia na oś pojazdów oraz natężenia ruchu jest czynnikiem wymuszającym postęp techniczny i rozwój technologii budowy oraz modernizacji dróg. Szczególną uwagę zwraca się, aby były one nie tylko skuteczne ale ekonomiczne i przyjazne dla środowiska. Aby ograniczyć zużycie nowych asfaltów i kruszyw oraz zmniejszyć energochłonność robót naprawczych przyczyniając się do obniżenia kosztów utrzymania dróg, a przez to chronić środowisko naturalne, dużą wagę przywiązuje się do ponownego wykorzystania materiałów pozyskanych z istniejących warstw konstrukcji nawierzchni drogowych. Jednym z powszechnie stosowanych w Polsce sposobów ponownego wykorzystania starych nawierzchni jest technologia recyklingu głębokiego na zimno, polegająca na przetworzeniu istniejących warstw nawierzchni na

[1] akowalska@tu.kielce.pl

mieszankę mineralno-cementowo-emulsyjną (MCE). Jednakże w światowym wykonawstwie drogowym prawie od dziesięciu lat w tego rodzaju technologii coraz częściej zamiast emulsji asfaltowej wykorzystywany jest asfalt spieniony. Konstrukcja nawierzchni drogowej wykonana z udziałem lepiszcza w postaci piany asfaltowej zapewnia jej większą trwałość w niż w przypadku stosowania emulsji przy oddziaływaniu stale wzrastającego obciążenia ruchem i bardziej niekorzystnych warunków klimatycznych. Technologia ta umożliwia również ograniczenie praktycznie do jednego dnia okresu pielęgnacji podbudowy po jej wykonaniu, co ma istotne znaczenie ze względu na czas realizacji prac nawierzchniowych. Stosowanie tej technologii może poprawić trudną sytuację materiałową zasobów mineralnych w wielu regionach Polski oraz przynieść wyraźną poprawę stanu technicznego nawierzchni dróg [1, 2, 3].

Z uwagi na warunki klimatyczne występujące w naszym kraju, gdzie oddziaływanie na podbudowę wody i mrozu jest znacznie bardziej niekorzystne niż w krajach gdzie stosuje się tą technologię, istotne jest dokonanie oceny odporności tego rodzaju materiału na oddziaływanie obu czynników w szerszym zakresie, niż to podają opracowane w ramach tej technologii wymagania. Problem ten dotyczy szczególnie materiałów zawierających destrukt pozyskany z istniejących warstw konstrukcyjnych, które cechuje się dużą niejednorodnością wynikającą przede wszystkim z dużej zmienności konstrukcji istniejących dróg. Celowe jest również określenie możliwości zastosowania do produkcji piany asfaltowej lepiszczy powszechnie stosowanych w polskim drogownictwie, które pozwolą w większym stopniu na wykorzystanie materiałów ze zużytej nawierzchni oraz uzyskanie nowej pełnowartościowej warstwy podbudowy. Rozpoznanie wpływu rodzaju asfaltu poddanego spienieniu na odporność podbudowy na niszczące działanie środowiska pozwoli również ocenić trwałość konstrukcji nawierzchni drogowej wykonanej z jego udziałem.

2. BADANIA WŁASCIWOŚCI ASFALTÓW DO TECHNOLOGII SPIENIANIA

W budownictwie drogowym stosowane są różne rodzaje asfaltów, których właściwości fizyczne i reologiczne zależą m.in. od rodzaju ropy naftowej z której je wyprodukowano jak i zastosowanej technologii przeróbki, składu oraz struktury chemicznej czy budowy koloidalnej. W związku z tym można oczekiwać, że każdy rodzaj asfaltu poddany procesowi spieniania będzie zachowywał się inaczej.

Na podstawie szczegółowych badań [4] stwierdzono, iż stosowanie do produkcji piany asfaltowej asfaltu 85N wpływa korzystnie na właściwości recyklowanych mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA). Ponadto podbudowa wykonana z jego udziałem cechuje się wysokimi parametrami mechanicznymi oraz odpornością na działanie wody i mrozu.

Celem badań było porównanie właściwości piany asfaltowej wytworzonej z asfaltu 85N z asfaltem spienionym wyprodukowanym na bazie lepiszcza 50/70, które powszechnie stosowane jest w polskim drogownictwie do produkcji różnego rodzaju MMA przeznaczonych do wykonawstwa warstw konstrukcji nawierzchni drogowych. Ocenie poddano wybrane właściwości asfaltów przed i po spienieniu zgodnie z obowiązującymi normami i wytycznymi TG2 [5].

W celu umożliwienia obiektywnej oceny wrażliwości termicznej badanych asfaltów, na podstawie wyników oznaczenia penetracji w temperaturze 25ºC i temperatury mięknienia obliczono wartości indeksu penetracji PI, korzystając ze wzoru zgodnie z PN-EN 12591 [6]:

$$PI = \frac{20 * T_{PiK} + 500 * \log(Pen_{25}) - 1952}{T_{PiK} - 50 * \log(Pen_{25}) + 120} \quad (1)$$

gdzie T_{PiK} jest temperaturą mięknienia asfaltu [ºC] a Pen_{25} penetracją asfaltu w 25ºC [0,1 mm].

Podstawowym kryterium pozwalającym dokonać oceny przydatności asfaltu do technologii spieniania jest możliwość wytwarzania przez niego piany o wymaganych

parametrach. Ocenie poddano dwa parametry asfaltu spienionego: wskaźnik ekspansji (ER), który jest miarą lepkości piany asfaltowej i określa, jak dobrze lepiszcze będzie zdyspergowane w mieszance mineralnej, oraz okres półtrwania ($\tau_{½}$ - rozpad), który mierzy stabilność asfaltu spienionego i dostarcza informacji na temat tempa opadania piany podczas mieszania z materiałem mineralnym. Charakterystyka asfaltu spienionego na podstawie oznaczenia jedynie podstawowych parametrów (ER, $\tau_{½}$) nie dostarcza kompletnych wniosków o zdolnościach pieniących danego rodzaju asfaltu. Kompleksową ocenę jakości lepiszcza określono na podstawie wskaźnika piany FI (wzór 2), który prezentuje zmiany wskaźnika ekspansji w funkcji czasu [7].

$$FI = \frac{-\tau^{1/2}}{ln2} * \left(4 - ER_m - 4\ln\left(\frac{4}{ER_m}\right)\right) + \left(\frac{1+c}{2c}\right) * ER_m * t_s[s] \quad (2)$$

gdzie c jest współczynnikiem korygujący (ER_m/ER_a), $\tau_{½}$ okresem półtrwania [s], t_s czasem rozpylania [s], ER_m zmierzonym wskaźnikiem ekspansji (natychmiast po rozpyleniu) a ER_a rzeczywistym wskaźnik ekspansji.

W tablicy 1 przedstawiono wartości średnie badanych cech asfaltów drogowych oraz ich parametry spienienia przy ustalonej optymalnej zawartości wody spieniającej gwarantującej stabilność piany asfaltowej wyznaczone zgodnie z rekomendacjami [8]. Otrzymane wyniki badań właściwości asfaltów wyjściowych (przed spienieniem) spełniają wymagania normy PN-EN 12591 [6].

Tablica 1. Właściwości asfaltów drogowych użytych do technologii spieniania

Parametr	***Jednostka***	***Rodzaj asfaltu***	
		50/70	***85N***
Podstawowe właściwości asfaltów drogowych			
Penetracja w 25°C	*[0,1 mm]*	*55*	*81*
Temperatura mięknienia	*[°C]*	*50,2*	*48,2*
Temperatura łamliwości	*[°C]*	*-9*	*-13*
Lepkość dynamiczna w 60°C	*[Pa·s]*	*219*	*125*
Lepkość kinematyczna w 135°	*[mm^2/s]*	*316*	*306*
*Zawartość parafiny**	*[%]*	*< 2,2*	*< 0,5*
Indeks penetracji	*-*	*-0,94*	*-0,46*
Parametry piany asfaltowej			
Optymalna zawartość wody	*[%]*	*2,5*	*2,0*
Wskaźnik ekspansji ER	*-*	*6,02*	*15,08*
Okres półtrwania $\tau_{½}$	*[s]*	*8,60*	*14,38*
Wskaźnik piany FI	*[s]*	*38,89*	*185,28*

** Oznaczenie producenta*

W oparciu o podstawowe parametry asfaltów trudno jest wytypować taki, który poddany spienieniu charakteryzować się będzie najkorzystniejszymi właściwościami. Można jedynie zauważyć, że asfalt 85N charakteryzuje się znacznie mniejszą zawartością parafiny w porównaniu do asfaltu 50/70 [9], która obniża kohezję i może negatywnie wpływać na zachowanie się asfaltów podczas procesu spieniania. Ograniczenie zawartości parafiny w asfalcie wynika z jej niekorzystnego wpływu na właściwości lepiszcza i MMA. Wpływ ten uzewnętrznia się w wysokiej wrażliwości temperaturowej asfaltów zawierających więcej niż 2,0% parafiny, tj. w szybkim ich upłynnianiu się, związanym ze spadkiem lepkości i zmniejszeniem kohezji w miarę wzrostu temperatury oraz w szybkim przechodzeniu w stan ciała stałego, kruchego wraz z obniżaniem temperatury. Z analizy wyników badań parametrów spieniania wynika, iż wyższa zawartość parafiny w asfalcie 50/70 powoduje wyraźny spadek stabilności wyprodukowanej na jego bazie piany asfaltowej, która cechuje się znacznie niższą

wartością wskaźnika ER i FI oraz krótszym okresem półtrwania. Ponadto rezultaty badań wskazują, że oba lepiszcza mają zróżnicowany wpływ na wrażliwość termiczną. Można zauważyć, że indeks penetracji PI asfaltu 50/70 jest mniejszy niż lepiszcza 85N. Im niższa wartość PI tym asfalt jest bardziej wrażliwy termicznie.

Przedstawione wyniki uzyskane z badań laboratoryjnych wykazały, iż asfalt spieniony otrzymany podczas spieniania lepiszcza 85N spełnia założone wymagania [5, 10] i przy zawartości 2,0% wody charakteryzuje się korzystniejszymi parametrami spieniania w porównaniu do asfaltu spienionego otrzymane na bazie lepiszcza 50/70 z dodatkiem 2,5% wody, który w warunkach laboratoryjnych uzyskał analizowane parametry nieznacznie odbiegające od wartości rekomendowanych i cechuje się słabszymi zdolnościami pieniącymi. Jednakże jak pokazuje praktyka drogowa [5, 10], charakterystyki spienienia asfaltu w warunkach terenowych uzyskiwane są na wyższym niż w laboratorium poziomie. Na budowie następuje bardziej jednorodne wymieszanie materiału mineralnego z asfaltem spienionym niż ma to miejsce w laboratorium, co gwarantuje uzyskanie oczekiwanych parametrów fizykomechanicznych warstwy konstrukcji nawierzchni. Dlatego asfalt 50/70 również może być wykorzystywany do technologii spieniania podczas recyklingu na zimno metodą in-situ przy określonych warunkach atmosferycznych oraz po wcześniejszym sprawdzeniu jego charakterystyk spieniania w warunkach terenowych, co będzie ostatecznym elementem weryfikacji jego przydatności do tej technologii. Stosowanie asfaltu 85N do technologii spieniania podczas recyklingu głębokiego na zimno powinno gwarantować uzyskanie jednorodnej, wysokiej jakości warstwy podbudowy.

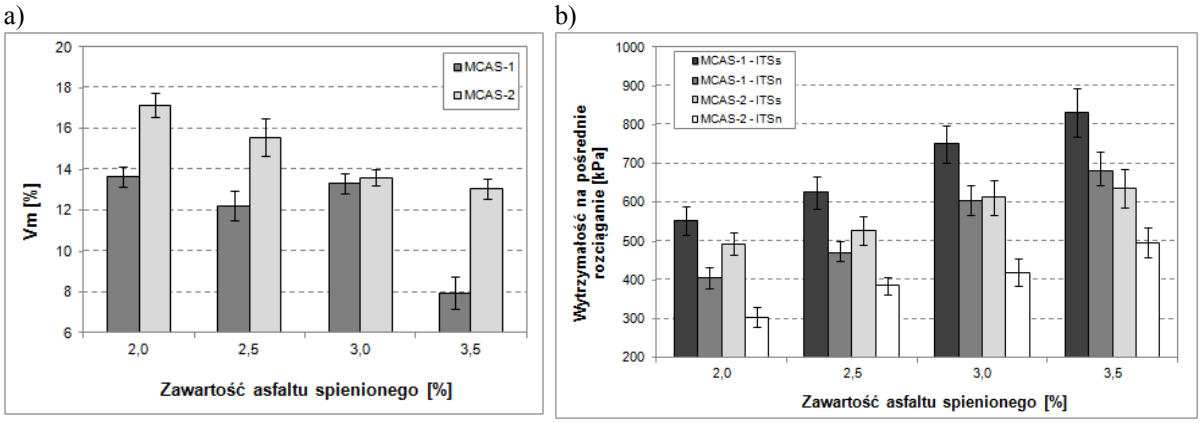
Ocenę jednorodności badanych cech asfaltów przeprowadzono na podstawie określenia współczynnika zmienności. Otrzymane z obliczeń jego wartości dla ocenianych parametrów asfaltów drogowych oraz asfaltów spienionych są mniejsze niż 15%. Na tej podstawie stwierdzono, iż badane asfalty spienione wytworzone w warunkach laboratoryjnych pod względem ich parametrów spieniania cechują się dużą jednorodnością.

3. ANALIZA WPŁYWU RODZAJU ASFALTU SPIENIONEGO NA ROZKŁAD WYBRANYCH CECH RECYKLOWANYCH MIESZANEK

Celem badań było ustalenie wpływu rodzaju asfaltu wyjściowego poddanego spienieniu na zmiany właściwości fizyczno-mechanicznych recyklowanych mieszanek oraz określenie ich wodo- i mrozoodporności. W badaniach analizie porównawczej poddano mieszankę mineralno-cementową z asfaltem spienionym (MCAS-1) wyprodukowanym na bazie asfaltu 85N, której skład i właściwości szczegółowo przedstawiono w pracach [3, 11]. W kontrolnej mieszance (MCAS-2) natomiast jako lepiszcze wykorzystano powszechnie stosowany w drogownictwie asfalt 50/70, jednakże charakteryzujący się słabszymi zdolnościami pieniącymi a parametry wyprodukowanej piany asfaltowej nie spełniają w pełnym zakresie rekomendowanych wymagań. Zawartość obu lepiszczy asfaltowych w MMA wynosiła od 2,0% do 3,5% przy wzroście o 0,5%. Natomiast na podstawie przeprowadzonej wielokryterialnej optymalizacji statystycznej [11] ustalono, iż mieszanka MCAS-1 charakteryzuje się korzystnymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi oraz wodo- i mrozoodpornością na wymaganym poziomie według zastosowanych kryteriów oceny przy stosowaniu cementu w ilości co najmniej 2,0%. W związku z tym, w badaniach porównawczych w kontrolnej mieszance MCAS-2 przyjęto na tej podstawie minimalną zawartość cementu wynoszącą 2,0%. Niecelowe jest stosowanie większej ilości spoiwa hydraulicznego, która może powodować powstawanie spękań w podbudowie oraz w wyżej leżących warstwach konstrukcyjnych nawierzchni. Ponadto wyższa zawartość drobnych frakcji w recyklowanym materiale wymaga stosowania większych ilości lepiszcza asfaltowego, co nie jest korzystne ze względów ekonomicznych.

Do oceny porównawczej właściwości recyklowanych mieszanek w aspekcie rodzaju użytego wyjściowego lepiszcza asfaltowego do technologii spieniania na kontrolnej mieszance MCAS-2 określono podobnie jak na referencyjnej MCAS-1 następujące parametry: zawartość wolnych przestrzeni, wytrzymałość na pośrednie rozciąganie przed i po nasączeniu wodą wg wytycznych [5, 10] oraz wskaźnik odporności na oddziaływanie wody zgodnie z wymaganiami [5, 10]. Kompleksową ocenę przeprowadzono na podstawie określenia wskaźników wytrzymałości na rozciąganie pośrednie po pielęgnacji w wodzie oraz łącznie w wodzie i mrozie zgodnie z procedurami amerykańskimi (wg zmodyfikowanej metody AASHTO T283) [12]. Ponadto analizie poddano otrzymane wartości modułów sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu w trzech temperaturach badania (-10ºC, 0ºC, 25ºC) zgodnie z PN-EN 12697-26 [13], które pozwalają określić wrażliwość recyklowanych mieszanek mineralnych z asfaltem spienionym na zmiany temperatury.

Na rysunku 1 zestawiono średnie zawartości wolnych przestrzeni (Vm) oraz wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przed i po nasączeniu wodą (ITS_S, ITS_N).

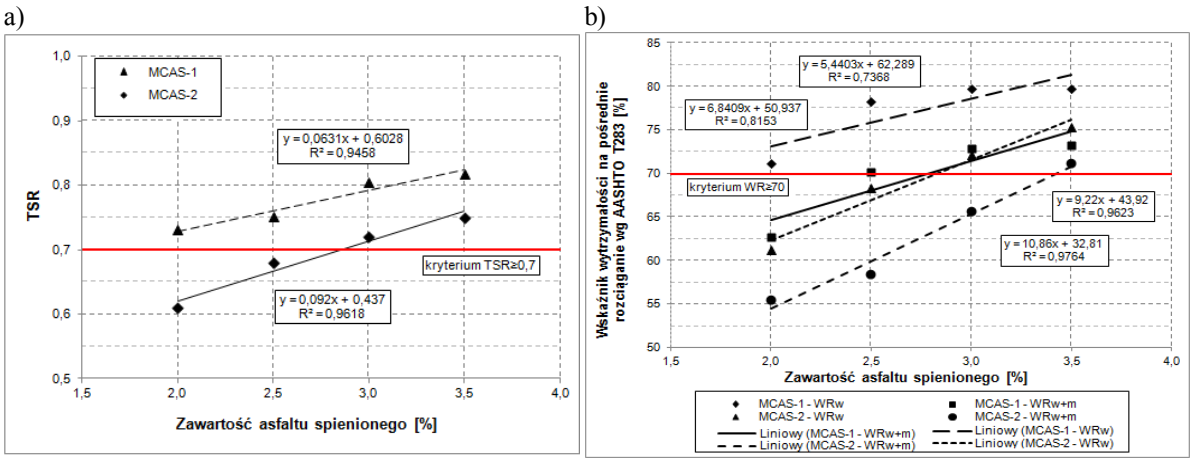


Rys. 1. Wpływ rodzaju i ilości asfaltu spienionego na zmiany a) zawartości wolnych przestrzeni b) wytrzymałości na pośrednie rozciąganie recyklowanych mieszanek (słupki błędów prezentują odchylenie standardowe)

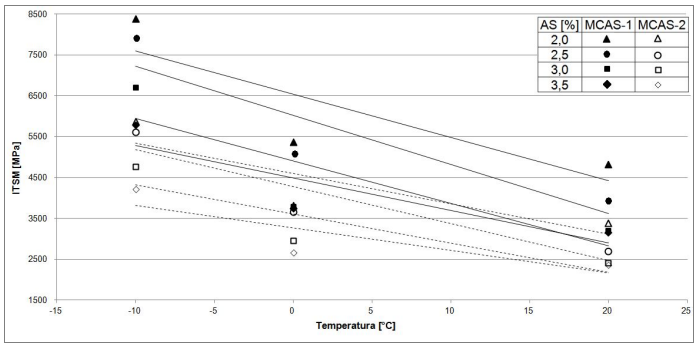
Oceniając uzyskane rezultaty badań można wnioskować, że wpływ na właściwości fizyczne i mechaniczne recyklowanych mieszanek ma rodzaj oraz ilość użytego asfaltu do technologii spieniania. Wraz ze wzrostem ilości lepiszcza zawartość wolnych przestrzeni w mieszankach podbudowy zwykle maleje, ponieważ są łatwiej urabialne i zagęszczane. Mieszanki z najmniejszą zawartością lepiszcza charakteryzują się najwyższą zawartością wolnych przestrzeni, co w konsekwencji może mieć negatywny wpływ na wodo- i mrozoodporność tego rodzaju materiału. Należy dodać, iż mieszanka MCAS-2, w skład której użyto asfaltu spienionego na bazie lepiszcza 50/70 przy jego koncentracji 2,0% cechuje się zbyt wysoką wartością tego parametru przekraczającą wymaganą granicę według wymagań technicznych [14] wynoszącą 16%.

Analizując wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przed i po nasączeniu wodą można zauważyć, iż w badanym zakresie lepiszcza (od 2,0% do 3,5%) recyklowane mieszanki podbudowy charakteryzują się wyższymi wartościami obu parametrów (ITS_S, ITS_N) od minimalnej wymaganej wynoszącej zgodnie z wymaganiami [5] odpowiednio 225 kPa i 100 kPa. Parametr ten uzyskał najniższe wartości w przypadku stosowania najmniejszej ilości asfaltu spienionego. Taki rezultat może być konsekwencją stosunkowo wysokiej zawartości wolnej przestrzeni w recyklowanym materiale wpływającej na spadek wytrzymałości na rozciąganie pośrednie.

Na rysunku 2 przedstawiono zależność pomiędzy wskaźnikiem odporności na działanie wody i mrozu (TSR, WR_W, WR_{W+M}) a rodzajem i zawartością asfaltu spienionego (AS) w MMA. Natomiast rysunek 3 prezentuje zmiany modułów sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu (ITSM) recyklowanych mieszanek podbudowy.



Rys. 2. Zależność pomiędzy wskaźnikiem odporności na działanie a) wody TSR b) wody i mrozu (WR_W, WR_{W+M}) wg AASHTO T283 a rodzajem i ilością asfaltu spienionego w recyklowanych mieszankach podbudowy



AS [%]	MCAS-1		MCAS-2	
	Funkcja liniowa	R^2	Funkcja liniowa	R^2
2,0	y=-79,391x+4488,7	0,771	y=-55,221x+3266,1	0,715
2,5	y=-104,38x+4909,1	0,720	y=-71,43x+3607,4	0,779
3,0	y=-120,52x+6024,4	0,813	y=-90,438x+4283,9	0,861
3,5	y=-105,56x+6540,4	0,708	y=-74,248x+4596,2	0,726
Nota:	y-ITSM, x-zawartość asfaltu spienionego			

Rys. 3. Zależność modułów sztywności sprężystej od temperatury badania recyklowanych mieszanek z asfaltem spienionym

Oceniając wyniki badań przedstawione na rysunku 2 zauważyć można, iż wzrost zawartości asfaltu spienionego w recyklowanych mieszankach podbudowy powoduje uzyskanie wskaźnika TSR na wyższym poziomie. Mieszanka MCAS-1 zawierająca w swoim składzie asfalt spieniony otrzymany na bazie lepiszcza 85N charakteryzuje się wymaganą odpornością w badanym zakresie lepiszcza, natomiast mieszanka MCAS-2 spełnia założone kryterium (TSR≥0,7 wg [5]) przy zawartości co najmniej 3,0% asfaltu spienionego.

Kompleksową ocenę wodo- i mrozoodporności badanych mieszanek mineralnych z asfaltem spienionym dokonano zgodnie z procedują AASHTO T283 [12], polegającą na oznaczeniu ich wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przed i po procesie pielęgnacji. Kiedy wskaźnik wytrzymałości odzwierciedlający te właściwości jest większy od 70% [12], wówczas przyjmuje się, że mieszanki odporne są na oddziaływanie wody i mrozu. Analizując rezultaty badań recyklowanych mieszanek podbudowy można stwierdzić, iż nastąpił spadek badanych parametrów i nie wszystkie one osiągnęły minimalną wymaganą wartość. Wyższą odporność na badane czynniki zapewnia zastosowanie większej zawartości asfaltu spienionego w składzie recyklowanej podbudowy. Należy zaznaczyć, że przy koncentracji 2,5% asfaltu spienionego wyprodukowanego z lepiszcza 85N uzyskano już wymagane wartości obu parametrów (WR_W=78,3%, WR_{W+M}=70,2%), zapewniając podbudowie odporność na oddziaływanie wody oraz łącznie wody i mrozu. Należy dodać, iż mieszanka MCAS-2 z udziałem piany asfaltowej na bazie lepiszcza 50/70 założone kryterium spełnia jedynie przy maksymalnej koncentracji asfaltu spienionego (3,5%).

Ocenę odporności na działanie niskich temperatur recyklowanych MMA z asfaltem spienionym przeprowadzono również na podstawie analizy modułów sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu. Do oceny wrażliwości temperaturowej badanie wykonano

w temperaturze -10ºC, 0ºC i 25 ºC. Analizując wyniki oznaczeń zauważyć można, iż wzrost ilości asfaltu spienionego w obu mieszankach wpływa na podwyższenie ocenianego parametru. W temperaturze 25ºC zaobserwowano zmniejszenie tempa wzrostu wartości modułów sztywności sprężystej w badanym zakresie lepiszcza. W temperaturze -10ºC zanotowano najwyższe wartości ocenianego parametru niezależnie od rodzaju użytego asfaltu spienionego w zakresie od 4221,2MPa do 8379,3MPa, natomiast w temperaturze 0ºC na poziomie 2661,9MPa ÷ 5365,4MPa. Uzyskane zależności w postaci funkcji liniowych charakteryzują się wartością współczynnika determinacji $R^2 > 0,71$ i wyjaśniają w stopniu większym niż 71% zmienności wyników. Odnosząc się do wymagań [10] stawianych MMA z asfaltem spienionym dla tego typu materiału mineralnego (mieszanka destruktu asfaltowego i kruszywa łamanego) wartość ITSM w temperaturze 25ºC powinna wynosić w granicach od 2500MPa do 4000MPa. Analizując powyższe wyniki badań można stwierdzić, że mieszanka MCAS-1 z zawartością od 2,0% do 3,0% asfaltu spienionego spełnia to kryterium, natomiast wykorzystanie lepiszcza 50/70 do technologii spieniania w recyklowanym materiale wymaga w tym celu stosowania jego wyższych koncentracji (od 3,0% do 3,5%).

4. WNIOSKI

W oparciu o analizę uzyskanych wyników badań recyklowanych mieszanek w aspekcie rodzaju użytego asfaltu do technologii spieniania sformułowano następujące wnioski:

- rodzaj asfaltu poddanego spienieniu istotnie wpływa na zmiany wybranych parametrów fizycznych i mechanicznych recyklowanych mieszanek podbudowy,
- stosowanie asfaltu 85N do technologii spieniania w recyklowanych mieszankach podwyższa ich parametry mechaniczne (ITS_S, ITS_N) w porównaniu do mieszanek, w których użyto pianę asfaltową wytworzoną z lepiszcza 50/70,
- mieszanka mineralno-cementowa z asfaltem spienionym wyprodukowanym na bazie lepiszcza 85N (MCAS-1) uzyskała zawartość wolnych przestrzeni na niższym poziomie w porównaniu do kontrolnej mieszanki MCAS-2, co wpływa istotnie na podwyższenie jej odporności na destrukcyjne działanie wody i mrozu,
- przy ocenie modułów sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu w różnych temperaturach badania zanotowano spadek parametru wraz ze wzrostem temperatury niezależnie od ilości i rodzaju zastosowanego lepiszcza asfaltowego, wyższe wartości badanej cechy uzyskano dla mieszanki MCAS-1,
- wykorzystanie lepiszcza 85N do technologii spieniania podczas recyklingu na zimno w ilości co najmniej 2,5% oraz cementu na poziomie 2,0% pozwala uzyskać podbudowę charakteryzującą się wysokimi parametrami mechanicznymi oraz wymaganą odpornością na działanie wody i mrozu, natomiast w mieszance z lepiszczem 50/70 wymagania te są spełnione przy stosowaniu większej o 1,0% koncentracji lepiszcza.

Określenie odporności na oddziaływanie wody i mrozu MMA z asfaltem spienionym jest niezbędnym kryterium oceny trwałości podbudowy zwłaszcza w warunkach klimatycznych występujących w naszym kraju (klimat umiarkowany) oraz z uwagi na wysoką zawartość wolnych przestrzeni w recyklowanym materiale. Badania potwierdziły, że kryterium odporności recyklowanej podbudowy na oddziaływanie wody tylko na podstawie wskaźnika TSR jest niewystarczające i należy je uzupełnić np. o zaproponowaną metodykę AASHTO T283.

W artykule przedstawiono wyniki badań naukowych, które zostały wykonane w ramach realizacji projektu "Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju" współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Piśmiennictwo

[1] Romanoschi, S.A., M. Heitzman, A.J. Gisi, Foamed asphalt stabilized reclaimed asphalt pavement: A promising technology for Mid-western roads, Mid-continent transportation research symposium, Iowa State University, Iowa, Australia, 2003.
[2] Iwański M.: Podbudowa z asfaltem spienionym. Drogownictwo Nr 3, 2006, s. 97-106.
[3] Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: Właściwości recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym. Drogownictwo Nr 9, 2011, s. 271-277.
[4] Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: Przydatność do spieniania asfaltów drogowych stosowanych w Polsce. Drogownictwo Nr 8, 2006, s. 267-271.
[5] Bitumen Stabilised Materials, A Guideline for the Design and Construction of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials, Technical Gudeline 2 (TG2), Asphalt Academy, Second Edition, Pretoria, South Africa, May 2009.
[6] PN-EN 12591:2004 Asfalty i produkty asfaltowe - Wymagania dla asfaltów drogowych.
[7] Jenkins K. J., de Groot J. L. A., van de Ven M. F. C.: Characterisation of foamed bitumen. 7th Conference on Asphalt pavements for Southern Africa, Victoria Falls, Zimbabwe, 1999.
[8] Muthen K. M.: Foamed asphalt mixes. Mix design procedure. Contract Report CR 98/077, SABITA Ltd & CSIR Transportek (Council for Scientific and Industrial Research Transportek), Pretoria, South Africa, 1999.
[9] Karta charakterystyki asfaltu: www.nynas.com/pl/, www.orlen-asfalt.pl
[10] Cold Recycling Manual, Wirtgen GmbH, 3nd edition, Windhagen, Germany, 2010.
[11] Chomicz-Kowalska A.: Właściwości recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym w aspekcie optymalizacji jego zawartości. IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo Techniczna „Nowoczesne Technologie w budownictwie drogowym", Poznań, 2009, s. 278-288.
[12] Judycki J., Jaskuła P.: Badania odporności betonu asfaltowego na działanie wody i mrozu. Drogownictwo Nr 12, 1997, s. 374-378.
[13] PN-EN 12697-26:2007 Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 26: Sztywność.
[14] Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D: Warunki techniczne wykonywania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MCE). Warszawa, Zeszyt 61, IBDiM, 1999.

EVALUATION OF WATER AND FROST RESISTANCE OF BASE COURSE MIXES IN COLD RECYCLING TECHNOLOGY WITH DIFFERENT KIND OF FOAMED BITUMEN

Summary

Range of laboratory tests covered evaluation of mechanical properties of cold recycled mixes and their resistance to water and frost, depending on the type of foamed bitumen. The study used two types of bitumen (85N, 50/70), whose amounts were added to the recycled material in range between 2.0% and 3.5% with 0.5% steps. In order to determine the impact of the type of bitumen used to produce bituminous foam on the properties of base mixtures indirect tensile strength (before and after soaking in water) was determined and indirect tensile strength modulus at three temperatures (-10ºC, 0ºC, 25ºC) examined. The resistance to the effect of water and frost was determined based on TSR index and in accordance with the modified method of AASHTO T283. Tests on basic properties and water and frost resistance revealed a beneficial influence of the foamed bitumen manufactured from bitumen 85N on properties of cold recycled mixtures in comparison with using 50/70 bitumen.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Mariusz DUDEK[1]
Politechnika Krakowska
Instytut Inżynierii Drogowej i Kolejowej

WYBRANE ASPEKTY BADAŃ MIEJSKIEGO RUCHU REKREACYJNEGO NA PRZYKŁADZIE KRAKOWA

STRESZCZENIE

Ruch rekreacyjny w polskich miastach nie był dotychczas objęty bardziej szczegółowymi badaniami. Tymczasem jego znaczenie coraz bardziej rośnie i jest on coraz bardziej dokładnie uwzględniany w przeprowadzanych badaniach, co pokazano na przykładzie miast niemieckich i szwajcarskich. Następnie w oparciu o badania przeprowadzone w wybranych obszarach rekreacyjnych Krakowa przedstawione zostaną wyniki podobnych badań dla warunków polskich oraz zarysowane zostaną kierunki dalszych badań w dziedzinie ruchu rekreacyjnego. Znajomość tej kategorii ruchu stanowi przesłankę dla prawidłowego kształtowania rozwiązań komunikacyjnych wokół obszarów wrażliwych i cennych przyrodniczo.

SŁOWA KLUCZOWE: ruch rekreacyjny, planowanie komunikacyjne, modelowanie ruchu, obsługa komunikacyjna terenów rekreacyjnych

1. WPROWADZENIE

W wielu polskich miastach następuje rozbudowa układu komunikacyjnego próbująca sprostać obserwowanemu ciągłemu wzrostowi ruchu. Obecnie związany jest on najczęściej z wykonywaną pracą, ale również ze spędzaniem czasu wolnego. Jak pokazują doświadczenia miast zachodnioeuropejskich, podróże z tym związane charakteryzują się dużą dynamiką. Niestety w nielicznych badaniach zachowań komunikacyjnych przeprowadzanych w miastach polskich i opracowywanych na ich podstawie modelach ruchu tego rodzaju podróże traktowane są bardzo pobieżnie. Jedną z najczęstszych kategorii podróży związanych ze spędzaniem czasu wolnego jest ruch rekreacyjny. Może on być związany bądź z dojazdem do obiektów sportowych, ale również z aktywnym spędzaniem czasu na wolnym powietrzu. Jak pokazują badania zagraniczne i obserwacje z polskich miast, dojazd do tych obiektów odbywa się często transportem indywidualnym. Obszary rekreacyjne są bardzo często terenami cennymi z punktu widzenia przyrodniczego, a ponadto ich użytkownicy oczekują wysokiego standardu wypoczynku, utożsamianego z brakiem hałasu i zanieczyszczeń spalinami, które najczęściej są pochodną funkcjonowania systemu transportowego miasta. Dlatego też istotnym jest jak najbardziej prawidłowe ukształtowanie infrastruktury dla ruchu

[1] mariusz@transys.wil.pk.edu.pl

pieszego i rowerowego, który ze względu na brak uciążliwości środowiskowych powinien być preferowany w tych obszarach. Z tych powodów w niniejszym artykule podjęta zostanie próba modelowania ruchu związanego z obsługą obszarów rekreacyjnych, co ma stanowić ważną przesłankę dla kształtowania układu komunikacyjnego w ich sąsiedztwie.

2. PRZEGLĄD BADAŃ RUCHU REKREACYJNEGO W MIASTACH ZACHODNIOEUROPEJSKICH

Jak już wcześniej wspomniano badania zachowań komunikacyjnych w Polsce są przeprowadzane sporadycznie, dlatego też w celu scharakteryzowania ruchu rekreacyjnego koniecznym jest odwołanie się do badań zagranicznych, które przeprowadzane są regularnie według zestandaryzowanej metodologii umożliwiającej także określenie trendów zmian.

W metodologii badań zachowań komunikacyjnych mieszkańców miast szwajcarskich [8] do kategorii ruchu związanego ze spędzaniem czasu wolnego zaliczany jest ruch rekreacyjny rozumiany najczęściej jako spacer, zarówno w terenach zielonych, jak i wśród zabudowy, a także aktywne uprawianie sportu (bieg, jazda na rowerze o charakterze wyczynowym, wspinaczka itp.), które stanowią 27,5% ogółu podróży związanych z czasem wolnym. Kolejne 10% tego typu ruchu stanowią dojazdy do obiektów rekreacyjnych (basen, centrum rekreacyjne, hala sportowa, itp.). Według tych samych badań długość drogi podróży do miejsca spędzenia czasu wolnego wynosi średnio 2,94 km, jeśli jest ona odbywana w ruchu wewnątrzmiejskim oraz 11,38 km, jeśli cel podróży jest położony poza miastem. Mimo tak znacznej różnicy długości dróg ich pokonanie zajmuje podobną długość czasu – 28,18 minut dla podróży w obrębie miasta oraz 29,80 minut dla podróży podmiejskich.

Omawiane badania ruchu pozwoliły na określenie podziału zadań przewozowych dla podróży związanych ze spędzaniem czasu wolnego w obrębie aglomeracji, który przedstawia się następująco:

- 57% - pieszo,
- 8% - rower
- 23% - samochód,
- 9% - transport zbiorowy,
- 3% - inne środki.

Na podstawie innych badań dla miast szwajcarskich [5], które ruch związany ze spędzaniem czasu wolnego traktują bardziej szczegółowo, można stwierdzić istotną różnicę w podziale zadań przewozowych w zależności od formy rekreacji. W przypadku uprawiania sportu w specjalnie do tego przeznaczonych obiektach można stwierdzić, że 42% podróżuje do nich pieszo lub rowerem, a aż 48% samochodem osobowym. Transport zbiorowy ma udział nieznaczny, wynoszący 7%. Średnia odległość dojazdu wynosi w tym przypadku 11,9km. W przypadku spaceru dominującą formą dotarcia do miejsca początkowego jest dojście piesze lub jazda na rowerze, których udział wynosi 85%. Może to świadczyć o dużej gęstości obiektów rekreacyjnych, a przede wszystkim o niewielkiej odległości terenów wypoczynkowych od osiedli mieszkaniowych. W tym przypadku 12% osób do miejsca rozpoczęcia spaceru dojeżdża samochodem, a tylko 2% transportem zbiorowym.

Według tych samych badań dla miast szwajcarskich [5] przeanalizowano szczegółowo preferencje w wyborze środka transportu. Na ich podstawie można stwierdzić, że czynnikami decydującymi o wyborze środka transportu w bardzo dużej mierze są przyzwyczajenia oraz czas podróży. Zadziwiające wyniki uzyskano w przypadku kryterium „brak alternatyw", z których wynika, że jest ono bardzo istotne przy wyborze samochodu osobowego czy też transportu zbiorowego. Wynik ten jest zastanawiający, gdyż wydawałoby się, że w miastach szwajcarskich infrastruktura dla ruchu pieszego winna być dobrze rozbudowana i stanowić

może prawie zawsze alternatywę wobec samochodu osobowego. Natomiast podróż z bagażem decyduje jednoznacznie o wyborze samochodu osobowego.

Bardzo wnikliwe badania zachowań komunikacyjnych prowadzone są również w miastach niemieckich. Na podstawie badań „Mobiltät in Deutschland" [7] można stwierdzić ciągły wzrost ruchliwości w ruchu rekreacyjnym: z 85 mln podróży w roku 2002 do 91 mln w roku 2008, co oznacza wzrost o 7,1%. Obecnie ruch rekreacyjny stanowi już ⅓ całego ruchu związanego ze spędzaniem czasu wolnego. Porównując ruch rekreacyjny z innymi motywacjami podróży można stwierdzić, że jest on o 23% większy niż całość podróży obligatoryjnych (dojazdy do miejsca pracy i nauki oraz podróże służbowe) i 2,4 razy większy niż ruch związany z dojazdami do pracy. Tendencję tą potwierdzają inne badania niemieckie [3], według których podróże związane z czasem wolnym stanowią już ok. 60% ogółu podróży (z nieznaczną, ale stałą tendencją wzrostową), natomiast maleje udział ruchu związanego z dojazdami do pracy z 30% w roku 1982 do 20% w roku 1998.

W przypadku miast niemieckich można również przeanalizować nie tylko podział zadań przewozowych, ale także jego zróżnicowanie w zależności od wielkości miasta oraz ukształtowania terenu – tabela 1 [2].

Tablica 1. Wpływ na podział zadań przewozowych dla podróży związanych ze spędzaniem czasu wolnego wielkości miasta oraz jego ukształtowania wysokościowego [2].

Wielkość miasta	Pieszo	Rower	Samochód osobowy	Transport zbiorowy
Powyżej 500tys. mieszkańców	31,8%	17,3%	36,5%	14,5%
< 500tys. mieszkańców, teren płaski	31,2%	15,9%	41,9%	11,0%
< 500tys. mieszkańców, teren falisty	43,0%	9,0%	36,4%	11,5%
< 50tys. mieszkańców, teren płaski	28,8%	18,9%	46,6%	6,3%
< 50tys. mieszkańców, teren falisty	30,8%	13,2%	50,6%	5,4%

Analizując wpływ wielkości miasta na podział zadań przewozowych dla dojazdów do miejsc spędzania czasu wolnego można stwierdzić niewielki spadek znaczenia ruchu pieszego w przypadku miast małych (pomimo zmniejszenia odległości), nieznaczny wzrost udziału rowerów. Zaobserwowano natomiast istotny spadek znaczenia transportu zbiorowego o ok. ½ (co można wyjaśnić niższą jakością jego funkcjonowania jak w miastach dużych) oraz poważny (o ⅓) wzrost znaczenia samochodu osobowego w podróżach.

Bardzo istotne różnice pomiędzy grupami miast zaobserwowano analizując wpływ ukształtowania terenu. W grupie miast większych (poniżej 500 tys. mieszkańców) o bardziej pofałdowanym ukształtowaniu terenu stwierdzono spadek o ⅜ podróży odbywanych rowerem (większe pofałdowanie terenu czyni jazdę rowerem trudniejszą i mniej atrakcyjną) oraz samochodem (spadek o ⅛). Przy niezmienności udziału transportu zbiorowego powoduje to wzrost znaczenia ruchu pieszego o ¼ (do 43%). W przypadku miast małych (do 50 tys. mieszkańców) różnice są zdecydowanie mniejsze: w wyniku pofałdowania terenu stwierdzono spadek znaczenia roweru (o ⅓) natomiast nieznaczny wzrost znaczenia ruchu pieszego i samochodowego, którego udział w tego typu podróżach przekroczył 50%.

Można również ocenić zmiany w podziale zadań przewozowych w podróżach związanych ze spędzaniem czasu wolnego na przestrzeni minionych lat [3]. Porównując ich wyniki można stwierdzić nieznaczne wahania udziału ruchu pieszego i rowerowego, sukcesywny wzrost udziału samochodów osobowych z równoczesnym spadkiem udziału transportu zbiorowego. Analizując trend zmian w zakresie podziału zadań przewozowych przewiduje się w najbliższych latach dalszy wzrost udziału samochodu osobowego przy

dojazdach do miejsc spędzania czasu wolnego (do 47%), przy jednoczesnym spadku ruchu pieszego (30%) i rowerowego (do 11%).

Na przykładzie Lipska przeanalizować można wpływ dnia tygodnia na podział zadań przewozowych [3]. Największe różnice można zaobserwować w udziale samochodów osobowych w przejmowaniu ogółu podróży – w dni robocze ich udział wynosi 37%, w niedziele – 46%, a w soboty aż 59%. Duże różnice można stwierdzić w zakresie ruchu pieszego, którego udział w przejmowaniu podróży wynosi w dniu roboczym 30%, w niedzielę 29%, a w sobotę tylko 18%. Wynikają one z istotnej poprawy warunków ruchu w sieci ulicznej skutkującej znaczącym wzrostem prędkości. W dniu roboczym dla ruchu związanego ze spędzaniem czasu wolnego wynosi ona tylko 17km/h, a w soboty aż 31km/h.

Bardzo ciekawe wyniki otrzymano analizując rozkład podróży związanych ze spędzaniem czasu wolnego w poszczególnych okresach doby [3]. Podróże związane z dojazdem z domu do miejsca spędzania czasu wolnego koncentrują się w godzinach popołudniowych (14^{00}–17^{30}) oraz, choć w mniejszym natężeniu, w godzinach wczesno wieczornych (17^{30}–19^{00}), co jest związane z odpoczynkiem po pracy. Zaobserwowano ponadto dość dużą intensywność tego typu podróży w godzinach porannych (8^{00}–10^{00}). W przypadku motywacji „miejsce spędzenia czasu wolnego – dom" koncentrują się one w godzinach późno popołudniowych (17^{00}–19^{00}). Analizując zmianę rozkładu podróży w ciągu całego okresu można stwierdzić dużą jego stabilność. Jedynie w godzinach późno wieczornych obserwuje się podwojenie liczby podróży związanych z powrotami z miejsc spędzania czasu wolnego.

3. RUCH REKREACYJNY W KRAKOWIE – ANALIZY WSTĘPNE

W Krakowie jak i w innych polskich miastach obserwuje się coraz większe zainteresowanie rekreacją oraz związanym z tym ruchem mieszkańców. Jako obszary badawcze wybrano Zakrzówek [1,4], który zlokalizowany jest pomiędzy osiedlami Podwawelskim (powstałym w latach 70. XX wieku) oraz Ruczaj (które zaczęto budować w latach 80. ubiegłego wieku, ale intensywna zabudowa nastąpiła w ostatnich latach). Dodatkowo w ostatnich latach w jego sąsiedztwie powstają kolejne obiekty III Kampusu Uniwersytetu Jagiellońskiego. Obszar ten składa się z jeziora powstałego ze starego wyrobiska kopalni wapienia oraz okolicznych lasów i łąk. Wśród nich poprowadzona jest sieć ścieżek wykorzystywanych przez spacerowiczów, biegaczy i rowerzystów.

Badania zachowań komunikacyjnych na terenie Zakrzówka [1] przeprowadzane były w dwóch okresach: trwania roku szkolnego (wiosna) oraz wakacji letnich. Podstawową różnicą były formy rekreacji: w okresie roku szkolnego dominowały spacery (43% ankietowanych), leżakowanie (31%) oraz jazda na rowerze (22%). W okresie wakacji najczęstszą formą spędzania czasu były natomiast leżakowanie (59% ankietowanych), jazda na rowerze (27%), a spacer wybierało zdecydowanie mniej osób (12%). W tych dwóch rozpatrywanych okresach różnił się także dość istotnie podział zadań przewozowych. W okresie trwania roku szkolnego transport zbiorowy wybierało 37% respondentów, samochód 26%, rower 23%, a pieszo przybyło 14% osób. W czasie wakacji transportem zbiorowym przybyło 41% ankietowanych, samochodem tylko 9% (spadek o ⅔), rowerem - 28% (wzrost o ¼), a pieszo aż 22% (wzrost o ponad ⅔). Tak istotne zmiany można wyjaśnić tym, że na Zakrzówku spędza część wakacji młodzież z sąsiadujących z nim osiedli mieszkaniowych.

Drugim analizowanym obszarem rekreacyjnym był Park Lotników Polskich [6] położony na terenach zielonych pomiędzy dzielnicami Dąbie oraz Czyżyny. W jego bezpośrednim sąsiedztwie znajduje się Akademia Wychowania Fizycznego oraz obiekty Politechniki Krakowskiej, a obecnie powstaje hala widowiskowo-sportowa. Od kilku lat

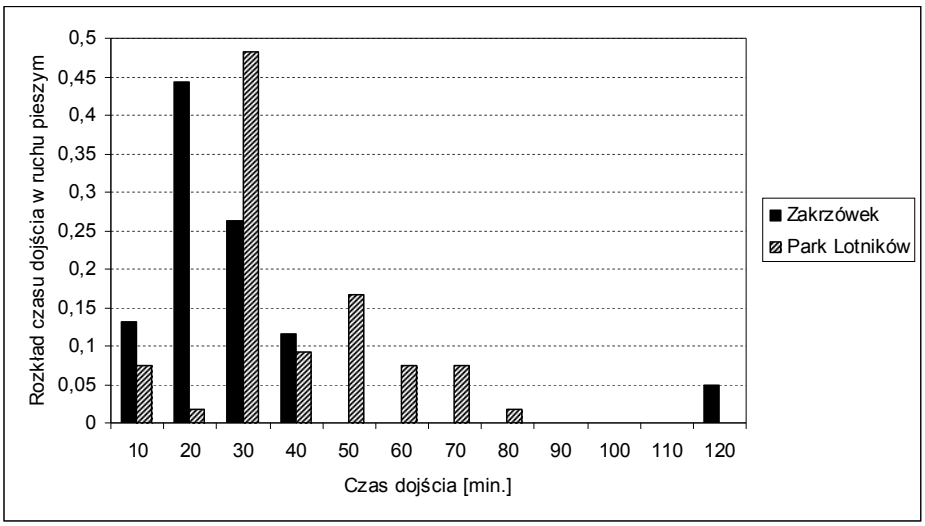
w części parku funkcjonuje Ogród Doświadczeń – obszar, gdzie na wolnym powietrzu można przeprowadzić różne eksperymenty i doświadczenia fizyczne. Teren Parku Lotników Polskich ma formę zieleni urządzonej – wśród zieleni wytyczone są ścieżki wykorzystywane zarówno przez pieszych czy biegaczy, ale również przez rowerzystów.

W przypadku Parku Lotników Polskich badania [6] zostały przeprowadzone jesienią osobno w dni robocze i oddzielnie w dnie weekendowe. Na ich podstawie można stwierdzić istotną różnicę w formie spędzania czasu na terenie Parku. W ciągu dni roboczych dominowało uprawianie sportu (37% ankietowanych), spacer – 24%, spacer z dzieckiem – 11%, spotkanie ze znajomymi – 11% oraz edukacja (pobyt w Ogrodzie Doświadczeń) – 13%. W weekendy natomiast najczęstszą formą spędzania czasu był spacer – 33% respondentów (wzrost o ⅜ w porównaniu z dniem roboczym), następnie spotkanie ze znajomymi – 23% (dwukrotny wzrost), spacer z dzieckiem – 20% (także prawie dwukrotny wzrost). Sport w weekendy uprawiało tylko 18% (spadek o połowę w porównaniu z dniem roboczym), natomiast Ogród Doświadczeń (edukacja) – wybrało 9% badanych. Różnice stwierdzono również odnośnie podziału zadań przewozowych. W dni robocze respondenci docierali do Parku Lotników Polskich najczęściej pieszo – 36% badanych oraz transportem zbiorowym – 29%. Samochód wybrało tylko 21% ankietowanych, natomiast rower ewentualnie rolki 14%. W dni wolne od pracy dominującym sposobem dotarcia do Parku był samochód – 45% ankietowanych (dwukrotny wzrost), natomiast mniejszym zainteresowaniem cieszył się transport zbiorowy – 20% (spadek o ⅓). W przypadku ruchu pieszego oraz rowerowego nie stwierdzono istnych różnic i ich udziały wyniosły odpowiednio – 20 i 15%.

Na terenie Parku Lotników Polskich przeprowadzono również analizę czynników zniechęcających do korzystania z transportu zbiorowego przy dojazdach do tego obszaru. W dni robocze jako jej podstawową wadę wskazywano brak bezpośredniości połączeń (39% respondentów) oraz niską wygodę (19%). W weekendy natomiast jako przyczynę rezygnacji z transportu zbiorowego wskazywano niską wygodę (42% wskazań), a brak bezpośredniości miał już mniejsze znaczenie (17%), co jest wielce zastanawiające, gdyż układ linii nie uległ wówczas zmianie. W dni wolne od pracy wśród odpowiedzi respondentów pojawił się nowy czynnik, jakim jest „wysoki koszt podróży" (13%). Może to wynikać z braku rozpropagowania tzw. biletu rodzinnego weekendowego i szacowania kosztu przejazdu rodziny na podstawie normalnej taryfy, co znacznie podwyższa koszty przejazdu transportem zbiorowym. Brak zróżnicowania odpowiedzi pomiędzy dniami roboczymi oraz weekendami zaobserwowano w przypadku pozostałych rozpatrywanych czynników, do których można zaliczyć „niską prędkość" (6% wskazań), „niską częstotliwość" (3%) oraz „niską dostępność" (2%).

4. RUCH REKREACYJNY W KRAKOWIE – ANALIZA ZACHOWAŃ KOMUNIKACYJNYCH

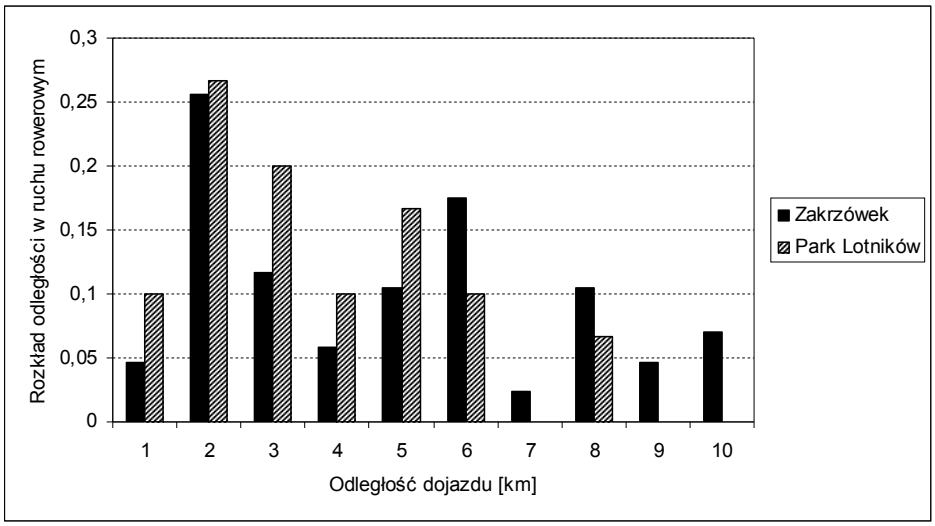
Na podstawie przeprowadzonych badań ankietowych podjęta została próba zamodelowania zachowań komunikacyjnych. W pierwszy etapie zajęto się ruchem pieszym. Jako podstawowy parametr przyjęto w tym przypadku czas dojścia do obszaru rekreacyjnego. Obserwowane prędkości w ruchu pieszym różnią się istotnie: z jednej strony do pieszych zaliczamy biegaczy oraz osoby uprawiające „nordic walking", które rozwijają zdecydowanie wyższe prędkości niż osoby spacerujące z małym dzieckiem (już bez wózka).



Rys. 1. Rozkład czasu dojścia pieszego do analizowanych obszarów rekreacyjnych

Analizując otrzymane wyniki można stwierdzić, że najwięcej użytkowników rozpatrywanych obszarów rekreacyjnych przeznacza na dojście 20 ÷ 30 minut, co odpowiada odległości 1 ÷ 2 km. Różnice pomiędzy dwoma analizowanymi obszarami wynikają z odległości osiedli mieszkaniowych od poszczególnych terenów rekreacyjnych, a także infrastruktury transportowej. W przypadku Parku Lotników Polskich w porównaniu z Zakrzówkiem można zaobserwować większą liczbę osób dochodzących z większych odległości (czas dojścia około godziny co odpowiada odległości 4 ÷ 5 km). Może to być wynikiem lepiej rozbudowanej infrastruktury pieszej doprowadzającej ruch do Parku, lepszym jej oddzieleniem od wpływu ruchu samochodowego, ewentualnie gorszej jakości połączeń komunikacją zbiorową. Zakrzówek bowiem jest bardzo dobrze powiązany linami transportu zbiorowego z sąsiadującym dużym osiedlem mieszkaniowym, umożliwiającymi szybki dojazd i stanowiącymi alternatywę dla ruchu pieszego wzdłuż ruchliwych ulic.

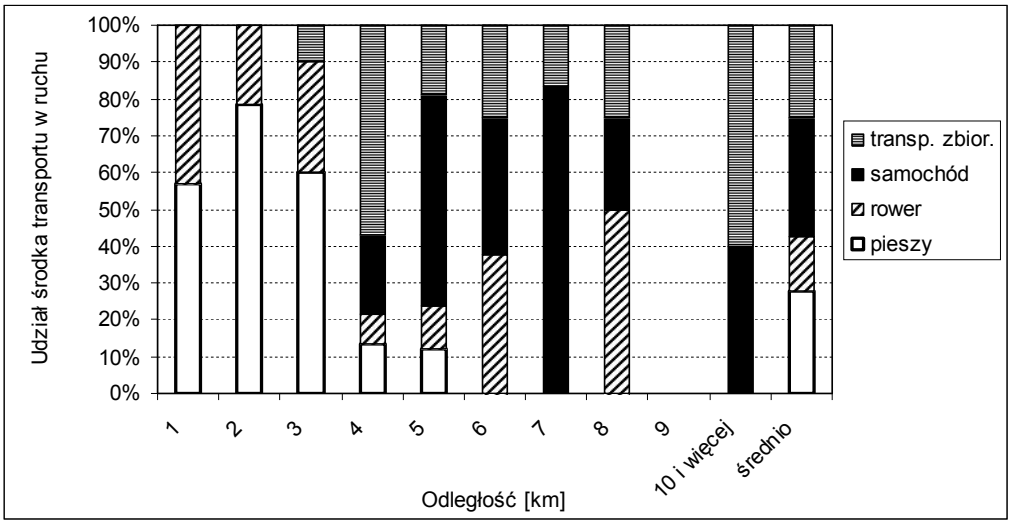
W kolejnym etapie przeanalizowano zasięg dostępności rowerem do poszczególnych obszarów rekreacyjnych. Ten środek transportu jest szczególnie predestynowany do obsługi tych terenów ze względu na dużą przyjazność dla środowiska, a z drugiej strony powiększający znacznie strefę dogodnej dostępności.



Rys. 2. Rozkład odległości dojazdu rowerem do analizowanych obszarów rekreacyjnych

Analizując powyższy wykres można stwierdzić, że najwięcej podróży rowerem odbywa się z odległości 2 ÷ 3 km i można przypuszczać, że wówczas analizowany obszar jest traktowany jako miejsce dalszego uprawiania sportów rowerowych. Nieco mniej podróży można zaobserwować natomiast dla odległości 7 ÷ 8 km i wówczas poszczególne tereny rekreacyjne są celem odpoczynku o charakterze bardziej biernym. Porównując wyniki dla każdego z obszarów oddzielnie można zaobserwować większą regularność zmienności w przypadku Parku Lotników Polskich niż dla Zakrzówka. Może to być związane z niewielkim oddaleniem Zakrzówka od Wisły, która przy dużej odległości pomiędzy mostami stanowi naturalną barierę dostępności z kierunku północnego i wschodniego (m. in. ze śródmieścia) i z tego powodu ciągłość zmiennej została zaburzona.

Na zakończenie w oparciu o wyniki badań ankietowych dla Parku Lotników Polskich podjęto próbę zamodelowania podziału zadań przewozowych. Niestety analizy te obarczone są dosyć dużym błędem, bowiem respondenci bardzo niechętnie określali miejsce rozpoczęcia podróży, podając je jedynie w sposób przybliżony np. jako osiedle mieszkaniowe. Wówczas to bardzo trudno zweryfikować podane przez ankietowanych dane odnośnie czasu przejazdu konkurencyjnymi środkami transportu, co stanowi podstawę modelowania udziału poszczególnych środków transportu w ruchu zmotoryzowanym. Dlatego też podjęta próba analiz ma charakter bardzo przybliżony i należy ją traktować z dużym dystansem (rys. 3).



Rys. 3. Zmienność podziału zadań przewozowych w zależności od odległości na przykładzie Parku Lotników Polskich

Analizując powyższy wykres można stwierdzić brak danych dla podróży z odległości 9 km, gdyż wśród zarejestrowanych ankiet brak było respondentów, którzy do Parku Lotników Polskich dotarli właśnie z tej odległości. Dodatkowo uzyskane wyniki są bardzo przypadkowe i trudno znaleźć jakieś prawidłowości w modelowaniu podziału zadań przewozowych. Jedynie można stwierdzić, że dla odległości pomiędzy miejscem zamieszkania a Parkiem do 3 km dominuje ruch pieszy i rowerowy (dla odległości 3 km stwierdzono tylko 10% udział samochodu w podróżach). W przypadku większych odległości trudno natomiast znaleźć jakąkolwiek prawidłowość.

Kierunkami dalszych badań byłoby ich przeprowadzenie na większej liczbie respondentów oraz w innych obszarach rekreacyjnych Krakowa, a w kolejnym etapie w innych miastach. Dodatkowo koniecznym byłoby uzyskanie bardziej precyzyjnych informacji odnośnie miejsca rozpoczęcia podróży, co pozwoliłoby dokładniej określić czas podróży alternatywnym środkiem transportu w stosunku do deklarowanego, a także zweryfikować podany przez respondenta czas podróży.

5. PODSUMOWANIE

Ruch związany z dostępem do obszarów rekreacyjnych jest bardzo ważnym zagadnieniem. Celowym jest jak najgłębsze poznanie jego specyfiki, bowiem należy dążyć do minimalizacji uciążliwości pochodzących od intensywnego ruchu samochodowego, w tym również od parkowania, które zajmuje coraz więcej przestrzeni. Przeprowadzone analizy dowodzą, że przy niewielkich odległościach najczęstszym sposobem dotarcia do terenów rekreacyjnych jest ruch pieszy i rowerowy, pod warunkiem jednakże odpowiedniego rozbudowania infrastruktury dla ruchu niezmotoryzowanego. Na przykładzie Zakrzówka pokazano także, że w przypadku dogodnego układu linii i korzystnej lokalizacji przystanków duże znaczenie w obsłudze transportowej może mieć także transport zbiorowy. Takie działania mają na celu minimalizację uciążliwości środowiskowych pochodzących od ruchu samochodowego.

Piśmiennictwo

[1] Adamska M.: Analiza ruchu osób w obszarze Zakrzówka w Krakowie; praca dyplomowa, Politechnika Krakowska, 2008.
[2] Ahrens G.-A.: Sonderauswertung zur Verkehrserhebung „Mobilität in Städten – SrV 2008“;Technischen Universität Dresden, 2009.
[3] Badrow A.: Verkehrsentwicklung deutscher Städte im Spiegel des Systems repräsentativer Verkehrsbefragungen unter besonderer Berücksichtigung des Freizeitverkehrs; Technischen Universität Dresden, 2000.
[4] Dudek M.: Metodyka i wstępne wyniki badań ruchu rekreacyjnego; VII konferencja naukowo-techniczna z cyklu: „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego”pt. Skuteczne zmniejszanie zatłoczenia miast; Poznań-Rosnówko, 2009.
[5] Infanger K., Lorenzi R.: Freizeitverkehr Zusatzauswertungen des Mikrozensus zum Verkehrsverhalten 2005; Bundesamt für Raumentwicklung, Bern, 2009.
[6] Kwaśny M.: Analiza podróży i ruchu osób w Parku Lotników Polskich w Krakowie; praca dyplomowa Politechnika Krakowska, 2009.
[7] Löcker P., Sigismund M.: Alltagsverkehr in Deutschland Struktur - Aufkommen - Emissionen – Trends; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2009.
[8] Ohnmacht T.: Freizeitverkehr innerhalb der Schweizer Agglomerationen; ITW Working-Paper-Series, Mobilität, Luzern 1/2008.

SELECTED ASPECTS OF URBAN RECREATIONAL TRAFFIC ON THE EXAMPLE OF KRAKOW

Summary

Leisure time related traffic has not so far been investigated in detail in Polish cities. Its significance is rising and it is more and more thoroughly taken into account in the research, which has been demonstrated on the example of German and Swiss cities. Subsequently, on the base of research done in selected recreational areas in Krakow, similar corresponding results for Polish cities will be presented and the areas for further activities will be indicated. Identification of recreational traffic is crucial for development of proper transportation solution in neighborhood of environmentally sensitive and valuable areas.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Paweł GIERASIMIUK[1]
Władysław GARDZIEJCZYK[2]
Politechnika Białostocka

MAKROTEKSTURA NAWIERZCHNI ASFALTOWYCH – WYBRANE ASPEKTY JEJ OCENY

STRESZCZENIE

Makrotekstura nawierzchni ma wpływ na bezpieczeństwo ruchu, opór toczenia i hałas pojazdów samochodowych. Wraz z mikroteksturą decyduje o właściwościach przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych, w szczególności przy wyższych prędkościach pojazdów samochodowych. Prawidłowa ocena makrotekstury pozwoli na modelowanie zjawisk w płaszczyźnie opona/nawierzchnia. W artykule przedstawiono wyniki badania makrotekstury w warunkach laboratoryjnych, na płytach wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstwy ścieralnej. Pokazano parametry umożliwiające jej ocenę, a głównie średnią głębokość tekstury (MTD) i średnią głębokość profilu nierówności (MPD) oraz wskazano na możliwość wykorzystania w tym celu analizy widmowej nierówności nawierzchni.

SŁOWA KLUCZOWE: makrotekstura, średnia głębokość tekstury (MTD), średnia głębokość profilu nierówności (MPD), mieszanka mineralno-asfaltowa

1. WROWADZENIE

Tekstura nawierzchni dzieli się na megateksturę (nierówności o długości fali od 50,0 do 500,0 mm i amplitudzie od 0,1 do 50,0 mm), makroteksturę (długość fali nierówności od 0,5 do 50,0 mm i amplituda od 0,1 do 20,0 mm) i mikroteksturę (długość fali nierówności do 0,5 mm i amplituda do 0,2 mm). Makrotekstura ma istotny wpływ na bezpieczeństwo ruchu, opór toczenia i hałas toczenia pojazdów samochodowych. Wraz z mikroteksturą decyduje o właściwościach przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych, w szczególności przy wyższych prędkościach. W połączeniu z rzeźbą bieżnika opon samochodowych makrotekstura powinna tworzyć „kanały" do odprowadzenia wody, umożliwiając tym samym lepszy kontakt w płaszczyźnie opona/nawierzchnia.

Parametrem klasyfikującym makroteksturę według metody objętościowej (PN-EN 13036-1) jest wskaźnik MTD (mean texture depth), znany także jako parametr TD (texture depth), HP (wysokość piasku kalibrowanego) lub obliczany jako wartość ETD (estimated texture depth) [1, 2]. W ostatnich latach wskaźnikiem najczęściej stosowanym do

[1] p.gierasimiuk@pb.edu.pl
[2] w.gardziejczyk@pb.edu.pl

oceny makrotekstury jest średnia głębokość profilu nierówności MPD (mean profile depth) [3]. Do oceny tego parametru są wykorzystywane zarówno urządzenia stacjonarne (np. Circular Texture Meter – CTM, skanery 3D, stacjonarne profilografy laserowe i igłowe, urządzenia fotometryczne) jak i urządzenia mobilne (np. SCRIM, Adhera-2, profilografy laserowe), które coraz częściej zastępują pomiary metodą objętościową [4, 5, 6]. Innymi parametrami oceny makrotekstury nawierzchni, ustalanymi w oparciu o profile nierówności powierzchni, są: średnie arytmetyczne odchylenie profilu (R_a – root mean absolute), średnie kwadratowe odchylenie profilu (R_{ms} - root mean square).

W ostatnich latach są rozwijane także metody, których podstawą są analizy widmowe nierówności nawierzchni. W pracach [5, 7] przedstawiono wyniki takich badań na nawierzchniach drogowych wykonanych w różnej technologii. Na podstawie profili nierówności ustalono poziomy nierówności, odpowiadające między innymi długości fal od 2,0 do 50,0 mm oraz zakresowi makrotekstury. Podane poziomy nierówności w pasmach tercjowych pokazały, że rodzaj i stan górnej warstwy nawierzchni mają istotny wpływ na geometrię jej powierzchni. Wykazano, że warstwy ścieralne z betonu asfaltowego i z betonu asfaltowego pokrytej dywanikiem slurry-seal, w całym badanym zakresie, nie różniły się w sposób istotny pod względem poziomów nierówności. Na nawierzchni z betonu asfaltowego z ubytkami ziaren kruszywa zanotowano zdecydowanie wyższe poziomy nierówności w porównaniu z innymi nawierzchniami z betonu asfaltowego, a ich wartości były zbliżone do poziomów nierówności na nawierzchniach z SMA i nawierzchni powierzchniowo utrwalonej.

Rodzaj warstwy ścieralnej ma istotny wpływ na wybór metody pomiaru makrotekstury. Na przykład, metoda „Drainoroute" najbardziej nadaje się do stosowania na nawierzchniach o teksturze bardzo drobnej, drobnej i średniej. Nie jest ona zalecana na nawierzchniach o teksturze grubej, bardzo grubej i na nawierzchniach porowatych. Metodę objętościową można stosować na nawierzchniach o średniej, grubej i bardzo grubej teksturze, a wyniki uzyskane na nawierzchniach gładkich i porowatych są obarczone dużymi błędami. Szczególną uwagę należy zwracać przy ocenie makrotekstury nawierzchni porowatych, z betonu cementowego i nawierzchni kostkowych.

W naszym kraju nie prowadziło się dotychczas systematycznych pomiarów makrotekstury. Oprócz zapisów o łącznym uwzględnianiu makrotekstury oraz współczynnika tarcia przy ocenie właściwości przeciwpoślizgowych podczas odbioru robót i w okresie pogwarancyjnym, w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 16 stycznia 2002 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących autostrad płatnych, brak jest jednoznacznych wymagań w tym zakresie w odniesieniu do innych dróg. Dotychczas nie zwracano także większej uwagi na makroteksturę nawierzchni na etapie projektowania mieszanek mineralno-asfaltowych.

Celem prowadzonych badań była ocena makrotekstury nawierzchni w zależności od zastosowanej mieszanki mineralno-asfaltowej do warstwy ścieralnej. Badania wykonano w warunkach laboratoryjnych na mieszankach: z betonu asfaltowego (AC), mastyksowo-grysowych (SMA), z betonu asfaltowego do bardzo cienkich warstw (BBTM) i z asfaltu porowatego (PA) o różnych uziarnieniach. Uzyskane wyniki porównano z wartościami MTD, określonymi metodą objętościową na rzeczywistych nawierzchniach z betonu asfaltowego i SMA.

2. PROGRAM I WYNIKI BADAŃ

Badania wpływu mieszanki mineralno-asfaltowej na makroteksturę nawierzchni przeprowadzono na płytach wykonanych z betonu asfaltowego (AC 5, AC 8, AC 11, AC 14), mieszanki mastyksowo-grysowej (SMA 5, SMA 8, SMA 11, SMA 14), z betonu asfaltowego

do bardzo cienkich warstw (BBTM 5B, BBTM 8B, BBTM 11B, BBTM 14B) i asfaltu porowatego (PA5, PA 8, PA11). Mieszanki zostały zaprojektowane zgodnie z wymaganiami WT-2 (2010) w odniesieniu do warstwy ścieralnej i kategorii ruchu KR 6. Do ich wytworzenia zastosowano kruszywo melafirowe, asfalty modyfikowane (PMB 45/80-55 i PMB 45/80-65) oraz włókna celulozowe w postaci granulatu jako środek stabilizujący lepiszcze asfaltowe (do mieszanek SMA, BBTM i asfaltu porowatego). W tablicy 1 podano wybrane charakterystyki zaprojektowanych mieszanek.

Tablica 1. Wybrane charakterystyki mieszanek mineralno-asfaltowych

Typ MMA	**Zawartość asfaltu [%]**	**V_m [%]**	**VMA [%]**	**VFB [%]**	**Typ MMA**	**Zawartość asfaltu [%]**	**V_m [%]**	**VMA [%]**	**VFB [%]**
AC 5	6,92	2,61	19,70	86,80	**BBTM 5B**	6,22	13,34	27,10	50,80
AC 8	6,03	3,31	18,30	81,90	**BBTM 8B**	5,83	11,20	24,30	53,60
AC 11	5,83	3,23	17,10	81,10	**BBTM 11B**	5,44	11,65	23,80	51,00
AC 14	5,12	3,26	16,20	79,90	**BBTM 14B**	5,24	9,73	22,30	56,30
SMA 5	7,10	2,33	21,70	89,30	**PA 5**	6,90	19,60	34,80	43,90
SMA 8	6,92	2,54	20,00	87,30	**PA 8**	7,27	21,40	35,20	39,30
SMA 11	6,80	2,71	18,80	85,60	**PA 11**	6,95	22,30	34,70	35,70
SMA 14	5,92	2,76	17,20	84,00	-	-	-	-	-

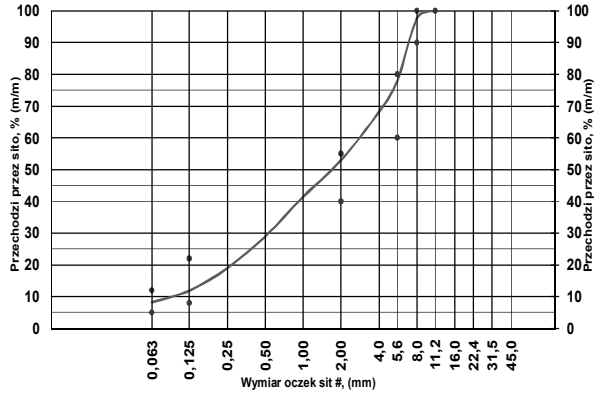
V_m - zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej, VMA - zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej, VFB - wypełnienie wolnych przestrzeni lepiszczem asfaltowym

W laboratorium Zakładu Inżynierii Drogowej Politechniki Białostockiej z zaprojektowanych mieszanek wykonano płyty o wymiarze 62,0 x 62,0 cm i grubości 3,0 cm (w przypadku mieszanek o uziarnieniu 0/5 i 0/8 mm) i 5,0 cm (mieszanki o uziarnieniu 0/11 i 0/14 mm). Płyty wstępnie zagęszczano zagęszczarką ręczną, a następnie wałowano walcem laboratoryjnym do momentu uzyskania odpowiedniej grubości, a tym samym wskaźnika zagęszczenia równego 0,99. Na rysunku 1 pokazano przykładowe powierzchnie wykonanych płyt oraz krzywe uziarnienia mieszanki mineralnej.

Na każdej z wykonanych płyt, przy wykorzystaniu profilografu igłowego zbudowanego w Politechnice Białostockiej, określono po 30 profili nierówności o długości 50,0 cm. Przykładowe profile pokazano na rysunku 2. Na płytach dokonano także badania makrotekstury metodą objętościową (oprócz asfaltu porowatego).

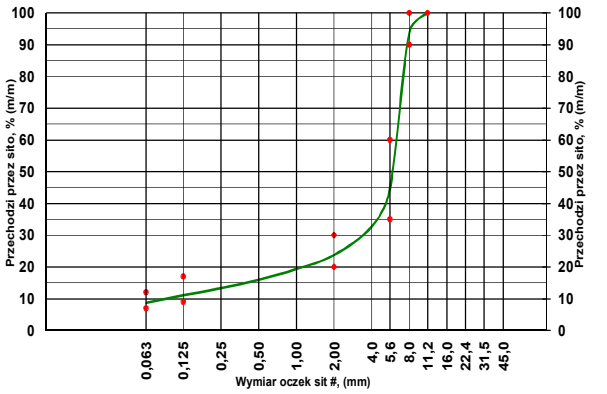
a)





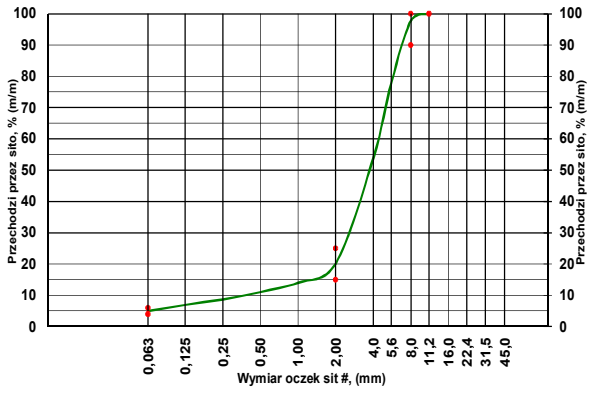
b)





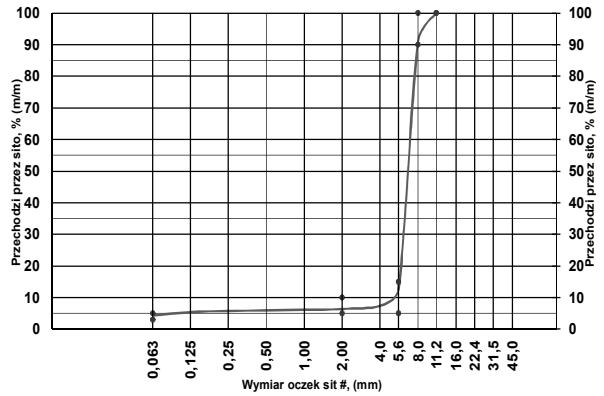
c)



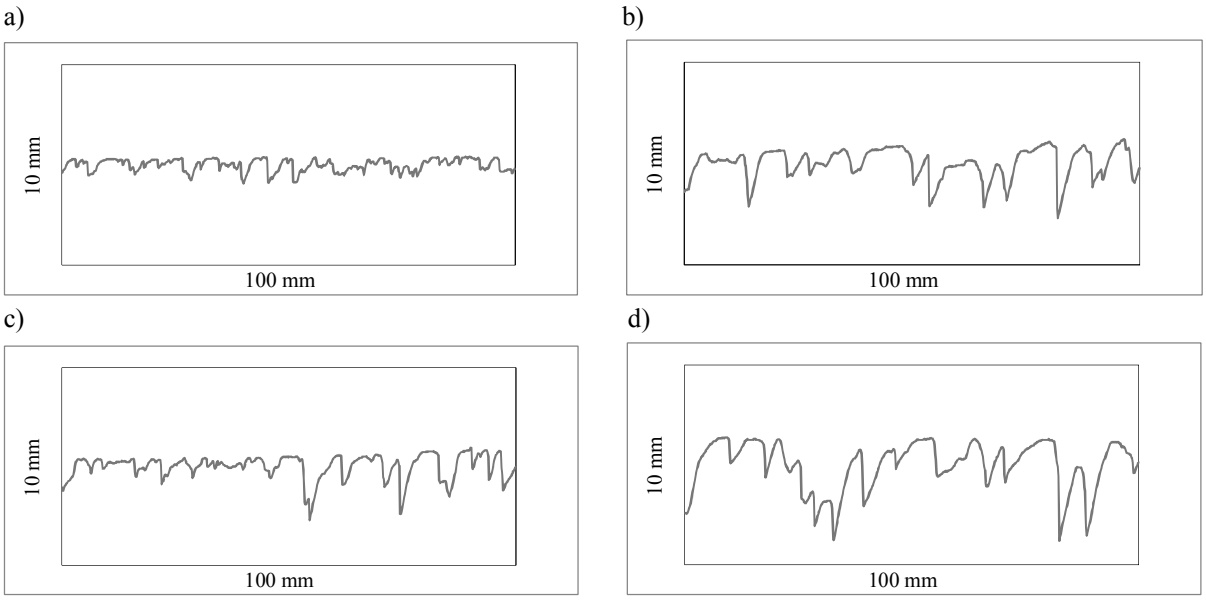


d)





Rys. 1. Przykładowe płyty z mieszanek mineralno-asfaltowych i krzywe uziarnienia mieszanek mineralnych: a) AC 8, b) SMA 8, c) BBTM 8B, d) PA 8



Rys. 2. Przykładowe profile nierówności: a) AC 8, b) SMA 8, c) BBTM 8B, d) PA 8

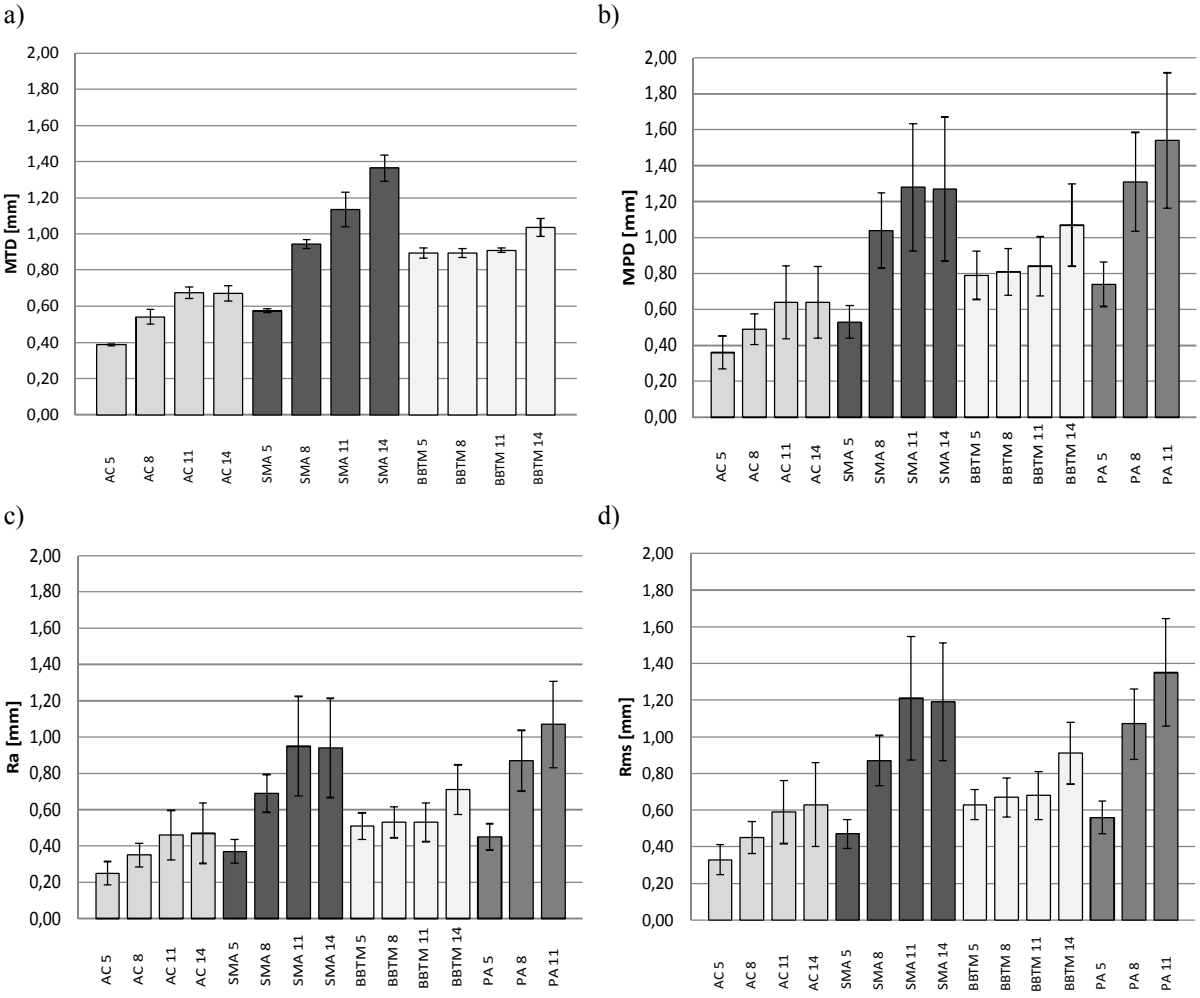
W tablicy 2 zestawiono obliczone na podstawie profili nierówności wartości: średniej głębokości profilu nierówności (MPD), średniego arytmetycznego odchylenia profilu (R_a) i średniego kwadratowego odchylenia profilu (R_{ms}) oraz wyznaczone na podstawie pomiaru makrotekstury metodą objętościową - wartości średniej głębokości makrotekstury (MTD). Podano także wartości odchyleń standardowych.

Tablica 2. Parametry charakteryzujące makroteksturę badanych płyt

Typ MMA	MPD [mm]	Odch. stand. [mm]	R_a [mm]	Odch. stand. [mm]	R_{ms} [mm]	Odch. stand. [mm]	MTD [mm]	Odch. stand. [mm]
AC 5	0,36	0,09	0,25	0,07	0,33	0,08	0,39	0,01
AC 8	0,49	0,09	0,35	0,07	0,45	0,09	0,54	0,04
AC 11	0,64	0,20	0,46	0,14	0,59	0,17	0,68	0,03
AC 14	0,64	0,20	0,47	0,17	0,63	0,23	0,67	0,04
SMA 5	0,53	0,09	0,37	0,07	0,47	0,08	0,57	0,01
SMA 8	1,04	0,21	0,69	0,10	0,87	0,14	0,94	0,03
SMA 11	1,28	0,36	0,95	0,28	1,21	0,34	1,14	0,10
SMA 14	1,27	0,40	0,94	0,27	1,19	0,32	1,37	0,07
BBTM 5B	0,79	0,13	0,51	0,07	0,63	0,08	0,89	0,03
BBTM 8B	0,81	0,13	0,53	0,09	0,67	0,11	0,89	0,02
BBTM 11B	0,84	0,17	0,53	0,11	0,68	0,13	0,91	0,01
BBTM 14B	1,07	0,23	0,71	0,14	0,91	0,17	1,04	0,05
PA 5	0,74	0,12	0,45	0,07	0,56	0,09	-	-
PA 8	1,31	0,28	0,87	0,17	1,07	0,19	-	-
PA 11	1,54	0,38	1,07	0,24	1,35	0,29	-	-

3. ANALIZA WYNIKÓW

Dane przedstawione na rysunku 3 wskazują na zróżnicowany wpływ uziarnienia kruszywa na makroteksturę powierzchni w zależności od rodzaju warstwy ścieralnej. W przypadku nawierzchni z SMA i z asfaltu porowatego zwiększenie uziarnienia kruszywa z 0/5 mm do 0/8 mm i 0/11 mm (0/14 mm) prowadzi do istotnego wzrostu makrotekstury. Nie stwierdzono istotnej różnicy w przypadku uziarnienia 0/11 mm i 0/14 mm. W przypadku betonu asfaltowego zmiany w uziarnieniu kruszywa wpływają w niewielkim stopniu na zmiany makrotekstury, a na nawierzchniach z mieszanek BBTM o uziarnieniu kruszywa 0/5 – 0/11 mm praktycznie nie zauważono zmian w makroteksturze powierzchni. Dopiero zastosowanie do mieszanki BBTM kruszywa o uziarnieniu 0/14 mm wpływa w sposób istotny na zwiększenie jej poziomu.



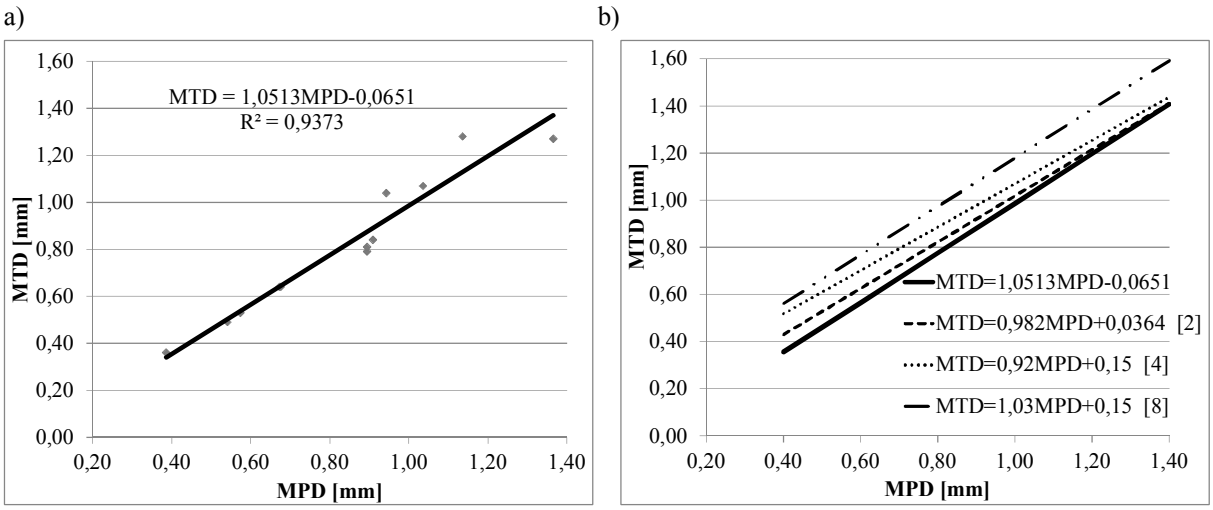
Rys. 3. Wartości parametrów charakteryzujących makroteksturę wraz z odchyleniami standardowymi: a) MTD, b) MPD, c) R_a, d) R_{ms}

W ramach badań głębokości tekstury metodą objętościową, przeprowadzonych na rzeczywistych nawierzchniach po kilkuletnich okresach eksploatacji, zanotowano następujące średnie wartości MTD: beton asfaltowy (AC 12): MTD = 0,38 ± 0,07 mm, SMA 12: MTD = 0,77 ± 0,22 mm. Podane wartości są niższe w porównaniu z wartościami ustalonymi w warunkach laboratoryjnych, a przyczyną tego mogą być zmiany powierzchni w okresie ich eksploatacji. W 2012 roku wykonano pomiary makrotekstury na warstwach ścieralnych nowo wybudowanych dróg w województwie podlaskim. Na nawierzchniach

z SMA 11 ustalono wartości MPD = 1,24 ± 0,33 mm, oraz MPD = 1,35 ± 0,33 mm. Z powyższych ustaleń wynika, że parametry charakteryzujące makroteksturę powierzchni płyt wykonanych w laboratorium i na rzeczywistych odcinkach są do siebie zbliżone.

W naszym kraju znana jest klasyfikacja nawierzchni pod względem makrotekstury, oparta na tzw. wysokości piasku kalibrowanego, według której wyróżnia się 5 klas tekstury: bardzo drobna (MTD ≤ 0,2 mm), drobna (0,2 mm < MTD ≤ 0,4 mm), średnia (0,4 mm < MTD ≤ 0,8 mm), gruba (0,8 mm < MTD ≤ 1,2 mm) i bardzo gruba (MTD > 1,2 mm). Biorąc pod uwagę wartości MTD, ustalone w warunkach laboratoryjnych i na rzeczywistych nawierzchniach stwierdzono, że warstwy ścieralne wykonane z betonu asfaltowego charakteryzują się drobną i średnią makroteksturą. W przypadku nawierzchni z SMA makrotekstura zmienia się, wraz ze zwiększeniem uziarnienia kruszywa, od średniej do bardzo grubej, a nawierzchnie z BBTM charakteryzują się grubą makroteksturą. Na podstawie porównania wartości MPD, określonych na nawierzchni z asfaltu porowatego i z SMA, można stwierdzić, że makrotekstura nawierzchni z asfaltu porowatego zmienia się od średniej do bardzo grubej wraz ze zwiększeniem uziarnienia kruszywa.

W literaturze są prezentowane wyniki analiz porównawczych wartości MTD i MPD [2, 4, 8]. Na rysunku 4a pokazano zależność pomiędzy MTD i MPD, ustaloną przez autorów artykułu oraz rezultaty prac innych badaczy (rys. 4b). Przedstawione linie regresji potwierdzają zgodność uzyskanych wyników w różnych ośrodkach badawczych.



Rys. 4. Zależności MTD i MPD: a) badania autorów, b) porównanie zależności ustalonych w różnych ośrodkach

4. PODSUMOWANIE

Makrotekstura nawierzchni odgrywa istotną rolę z punktu widzenia właściwości przeciwpoślizgowych, hałasu toczenia oraz oporu toczenia pojazdów samochodowych. W literaturze są podawane takie parametry jej oceny, jak: MTD, MPD, Ra, Rms, a w ostatnich latach stosowane są również badania widm nierówności dla zakresu fal, odpowiadającego makroteksturze. Na drogach naszego kraju nie prowadzono dotychczas systematycznych badań oceny makrotekstury, a jedynym kontrolowanym wskaźnikiem oceny stanu powierzchni nawierzchni drogowych jest współczynnik tarcia, badany przy wykorzystaniu zestawu pomiarowego SRT-3.

Wyniki przeprowadzonych badań i analiz pozwalają stwierdzić, że rodzaj mieszanki mineralno-asfaltowej oraz uziarnienie kruszywa mają wpływ na makroteksturę nawierzchni. Wpływ ten jest jednak zróżnicowany i zależy od technologii wykonania (rodzaju mieszanki

mineralno-asfaltowej) warstwy ścieralnej. W przypadku nawierzchni z SMA i z asfaltu porowatego zmiana uziarnienia kruszywa z 0/5 mm do 0/14 mm prowadzi do zwiększenia makrotekstury od średniej do bardzo grubej. Na nawierzchniach z betonu asfaltowego zmiany makrotekstury są nieznaczne przy zwiększeniu uziarnienia kruszywa, a na nawierzchniach z BBTM makrotekstura jest praktycznie taka sama przy uziarnieniu kruszywa 0/5 mm, 0/8 mm i 0/11 mm i zwiększa się w sposób istotny dopiero przy zastosowaniu kruszywa o uziarnieniu 0/14 mm.

Piśmiennictwo

[1] Norma PN-EN 13036-1:2010 (PN-EN 13036-1:2005) Cechy powierzchniowe nawierzchni drogowych i lotniskowych. Metody badań. Pomiar głębokości makrotekstury metodą objętościową.
[2] Flintsch G. W., de Leon E., McGhee K. K., Al.-Qadi I. L.: Pavement Surface Macrotexture Measurement and Aplication. Transportion Research Board, nr 1860/2003, s. 168-177.
[3] Norma ISO 13473-1:1997 Characterization of pavement texture by use of surface profiles. Determination of Mean Profile Depth.
[4] Losa M., Leandri P., Bacci R.: Measurements of Pavement Macrotexture With Stationary and Mobile Profilometers. Fifth International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control (MAIREPAV5), Park City UT 2007, s.313-318.
[5] Gardziejczyk W.: Wpływ technologii wykonania tekstury nawierzchni drogowych na hałas pojazdów samochodowych. Politechnika Białostocka – Rozprawy naukowe nr 121, Białystok, 2005.
[6] Hanson D. I., Prowell B. D.: Evaluation of Circular Texture Meter for measuring surface texture of pavements. NCAT Report 04-05, 2004.
[7] Gardziejczyk W.: Tekstura nawierzchni drogowych – metody pomiaru, wskaźniki oceny i jej wpływ na hałas toczenia. DROGI i MOSTY, nr 2/2002, s. 5-29.
[8] Abe. H., Tamai A., Henry J. J., Wambold J.: Measurement of Pavement Macrotexture with Circular Texture Meter. Transportation Research Board, nr 1764/2002, s. 201-209.

ASPHALT PAVEMENTS MACROTEXTURE - SELECTED ASPECTS OF ITS ASSESSMENT

Summary

Macrotexture affects road safety, rolling resistance and road noise. Along with microtexture it determines skid resistance of pavements, particularly at higher speeds. The correct assessment of macrotexture will enable a simulation of phenomena on the tyre/pavement plane. The article presents test results of pavement macrotexture in a laboratory on plates made of asphalt mixtures used in wearing course. It also points to the parameters which enable the assessment of macrotexture and mainly to mean texture depth (MTD) and mean profile depth (MPD).

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Jarosław GÓRSZCZYK[1]
Konrad MALICKI[2]
Politechnika Krakowska

TRWAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWA POŁĄCZEŃ WARSTW ASFALTOWYCH W BADANIACH LABORATORYJNYCH

STRESZCZENIE

Brak właściwego związania międzywarstwowego powoduje znaczny spadek trwałości zmęczeniowej nawierzchni drogowej. Warstwy asfaltowe pracują w tych warunkach oddzielnie, co powoduje niekorzystne zmiany w rozkładach naprężeń i odkształceń w konstrukcji nawierzchni, prowadzące do przedwczesnego jej uszkodzenia. Standardowym rozwiązaniem jest tutaj zastosowanie skropienia międzywarstwowego jako warstwy sczepnej zapewniającej współpracę warstw pod obciążeniem. W referacie podjęto problem wpływu warunków związania na trwałość zmęczeniową połączenia międzywarstwowego w asfaltowej nawierzchni drogowej. Dodatkowo do układu warstw asfaltowych wprowadzono geosyntetyczną warstwę pośrednią, która przy spełnieniu określonych wymagań (sztywność geosyntetyku, sztywność połączenia, lokalizacja geosyntetyku w układzie warstw asfaltowych) przedłuża trwałość zmęczeniową konstrukcji. Dla zastosowanych materiałów wykonano laboratoryjne badania ścinania cyklicznego połączeń między warstwą ścieralną i wiążącą. Równolegle przeprowadzono analizy numeryczne z wykorzystaniem MES, które obejmowały symulację testu ścinania próbki z mieszanki mineralno-asfaltowej w aparacie Leutnera.

SŁOWA KLUCZOWE: nawierzchnia asfaltowa, sczepność międzywarstwowa, ścinanie, trwałość zmęczeniowa, metoda elementów skończonych.

1. WPROWADZENIE

Brak właściwego związania międzywarstwowego powoduje istotny spadek trwałości zmęczeniowej asfaltowej nawierzchni drogowej. Wynika to z faktu, iż warstwy asfaltowe pracują oddzielnie, co powoduje niekorzystne zmiany rozkładów naprężeń i odkształceń w konstrukcji nawierzchni, prowadzące do wzrostu wytężenia mieszanek mineralno–asfaltowych [1], [2].

Stan związania międzywarstwowego uzależniony jest od szeregu czynników. Pierwsza

[1] jgorszcz@pk.edu.pl
[2] kmalicki@pk.edu.pl

grupa czynników dotyczy technologicznych warunków wykonania. Podczas remontów odcinków drogowych ruch technologiczny może powodować zanieczyszczenie łączonych powierzchni, co obniża jakość połączenia. Dodatkowo bardzo istotny jest tutaj aspekt związany z warunkami klimatycznymi. Połączenia wykonane podczas opadów deszczu lub niskich temperatur mogą wykazywać niższą wytrzymałość zmęczeniową.

Druga grupa czynników to jakość materiałów zastosowanych do połączenia warstw asfaltowych oraz rodzaj łączonych warstw. Różne rodzaje mieszanek mineralno–asfaltowych wymagają zastosowania różnej ilości skropienia. W przypadku mieszanek o stosunkowo dużej zawartości asfaltu, ilość skropienia powinna podlegać szczególnej uwadze, aby nadmiar materiału warstwy sczepnej nie spowodował osłabienia połączenia. Do wykonania skropienia między warstwami nawierzchni wykorzystywane są najczęściej emulsje asfaltowe oraz asfalty drogowe. Ostatnio wprowadzane są również nowe materiały, np.: emulsje lateksowo-bitumiczne [3]. Dodatkowym czynnikiem, który może wpływać na stan związania międzywarstwowego są stosowane dość często w naprawach nawierzchni asfaltowych geosyntetyczne warstwy pośrednie pełniące funkcję odprężającą nad nieciągłościami w niższych warstwach nawierzchni lub funkcję wzmacniającą warstwy asfaltowe. Do tych celów najczęściej stosowane są geosiatki lub geokompozyty.

Duża liczba czynników oddziaływujących na stan połączenia międzywarstwowego i jego istotność w prawidłowym funkcjonowaniu asfaltowej nawierzchni drogowej powodują, iż ten element konstrukcji nawierzchni powinien podlegać szczegółowym badaniom i analizom.

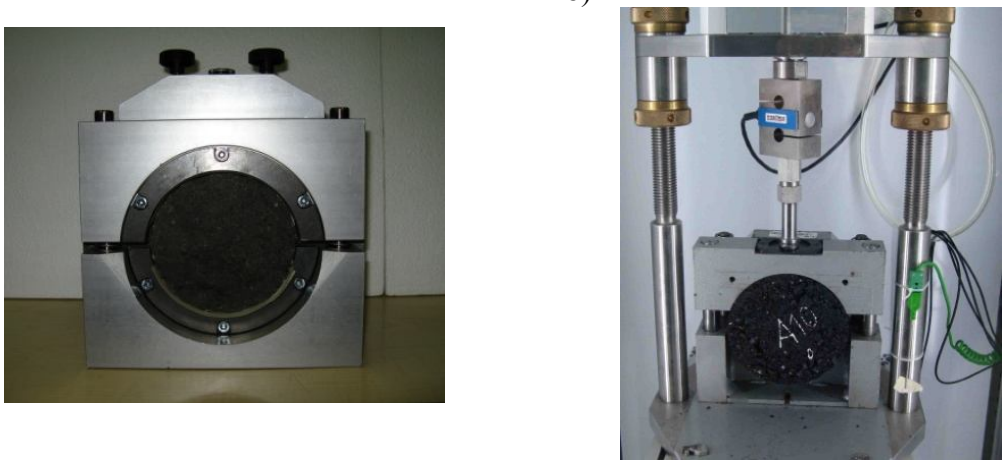
2. METODA BADAŃ POŁĄCZEŃ MIĘDZYWARSTWOWYCH

2.1. Badania laboratoryjne

Nawierzchnia asfaltowa poddana jest głownie oddziaływaniom obciążeń zmiennych od kół poruszających się pojazdów. Aby odwzorować warunki pracy połączenia międzywarstwowego w układzie warstw asfaltowych, badania laboratoryjne powinny być przeprowadzane pod złożonym obciążeniem cyklicznym ze zmienną siła styczną i normalną do powierzchni połączenia.

W przedstawionej pracy badania zmęczeniowe połączeń międzywarstwowych przeprowadzono z użyciem aparatu Leutnera, który standardowo wykorzystywany jest w badaniach statycznych [4] oraz urządzenia Nottingham Asphalt Tester generującego ścinające obciążenie cykliczne (rys. 1).

a) b)



Rys. 1. Aparat Leutnera (a) i stanowisko do badań zmęczeniowych ścinania (b)

Koncepcja metody oraz laboratoryjne stanowisko badawcze zostały opracowane w Instytucie Inżynierii Drogowej i Kolejowej Politechniki Krakowskiej. Zaprezentowane poniżej wyniki badań obejmują pierwsze prace zrealizowane w oparciu o zaproponowaną metodę, która jest w fazie rozwoju i udoskonalania [5].

Badania cykliczne przeprowadzono dla kontrolowanego naprężenia o współczynniku asymetrii cyklu R=0. Zastosowano obciążenie o częstotliwości 0,833 Hz, z czasem trwania obciążenia wynoszącym 240 ms. Badania przeprowadzono w temperaturze +20°C.

Opracowana metoda badań zmęczeniowych została oparta na koncepcji energii rozproszonej Van Dijk'a [6]. Z sukcesem po raz pierwszy została zastosowana w badaniach zmęczeniowych rozciągania pośredniego na próbkach MMA przez Rowe'a [7] oraz także w pracach prowadzonych pod kierownictwem Leutnera w Niemczech [8]. Metoda ta zakłada występowanie trzech faz degradacji materiału: początkowej fazy stabilizacji, inicjacji i propagacji mikropęknięć oraz powstania i propagacji makropęknięcia aż do zniszczenia materiału. Bazuje się tu na założeniu, iż całkowita energia rozproszona do zniszczenia próbki jest funkcją liczby cykli niszczących, inną dla każdego rodzaju MMA. Wykorzystując energię rozproszoną na początku badania oraz energię rozproszoną w danym cyklu obciążenia można wyznaczyć stosunek tych energii oznaczony symbolem ER (Energy Ratio). Dla badań prowadzonych metodą kontrolowanej siły może on być reprezentowany przez iloczyn modułu sztywności MMA w danym cyklu obciążenia oraz liczby cykli obciążenia N.

Jako parametr do obliczenia stosunku energii ER podczas badania wykorzystano moduł sztywności ścinania ΔK [MPa/mm], zdefiniowany następująco [9]:

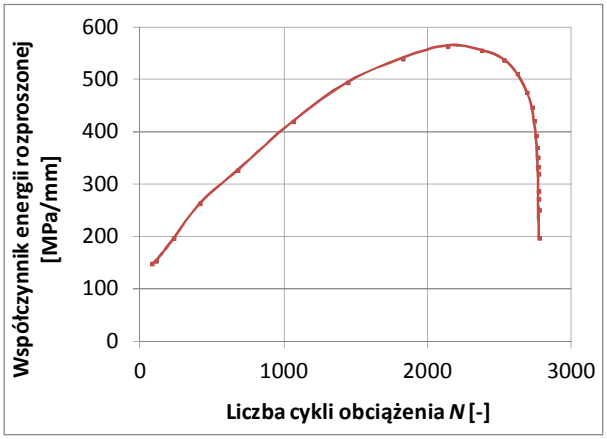
$$\Delta K(N) = \frac{\Delta f}{A \cdot u(N)} \tag{1}$$

gdzie: Δf – zakres siły ścinającej [kN], u – przemieszczenie maksymalne w cyklu [mm], A – początkowa powierzchnia ścinanego przekroju próbki [mm^2].

Ostateczną postać stosunku energii ER(N) wykorzystaną w badaniach ścinania zmęczeniowego wyznaczono z następującego wzoru (2):

$$ER(N) \cong \Delta K(N) \cdot N \tag{2}$$

W kolejnym etapie wyznaczono maksimum funkcji ER(N). Zostało ono utożsamione z wystąpieniem makropęknięcia w badanym połączeniu międzywarstwowym i przyjęte jako kryterium zniszczenia. Przykładowy przebieg zmian stosunku energii rozproszonej ER w trakcie badania zmęczenia połączenia międzywarstwowego pokazano na (rys. 2).



Rys. 2. Przykładowy przebieg zmian stosunku energii rozproszonej ER(N) w trakcie badania zmęczeniowego połączenia międzywarstwowego dla próbki o średnicy 150 mm

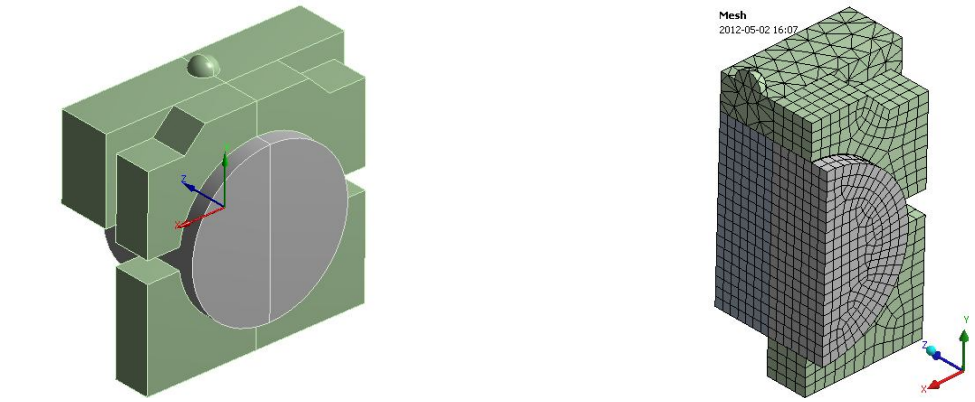
Wyniki badań zmęczeniowych połączeń międzywarstwowych, dla różnych wariantów wykonania połączenia, przedstawiono przy użyciu krzywych zmęczeniowych Wöhlera–Basquina w układzie $\Delta\tau$ (zakres naprężenia stycznego) − N (liczba cykli do powstania makropęknięcia).

2.2. Wyznaczanie naprężeń ścinających w badanych próbkach z wykorzystaniem MES

W celu rozpoznania rozkładu naprężeń stycznych w próbce, koniecznych do opisu pracy połączenia w badanych próbkach (opracowanie krzywych zmęczeniowych Wöhlera–Basquina, rys. 6), przeprowadzono analizy numeryczne z wykorzystaniem MES.

Model MES obejmował geometrię szczęki Leutnera oraz geometrię badanej próbki MMA o średnicy 100 mm i 150 mm (rys. 3a). Model fizyczny materiałów: stal aparatu Leutnera jak i MMA przyjęto jako liniowo sprężysty. Stal opisano modułem Younga E=210 GPa i współczynnikiem Poissona ν=0,2. Badane próbki MMA scharakteryzowano odpowiednio dobranymi modułami sztywności E oraz współczynnikiem Poissona ν=0,35. Warunki kontaktu między szczekami aparatu a próbką MMA opisano modelem Coulomba z współczynnikiem tarcia μ=0,5. Szczękę poddano obciążeniu siłą statyczną o różnych wartościach wynikających z charakteru przeprowadzanych badań i mieszczących się w przedziale 1 kN − 7 kN.

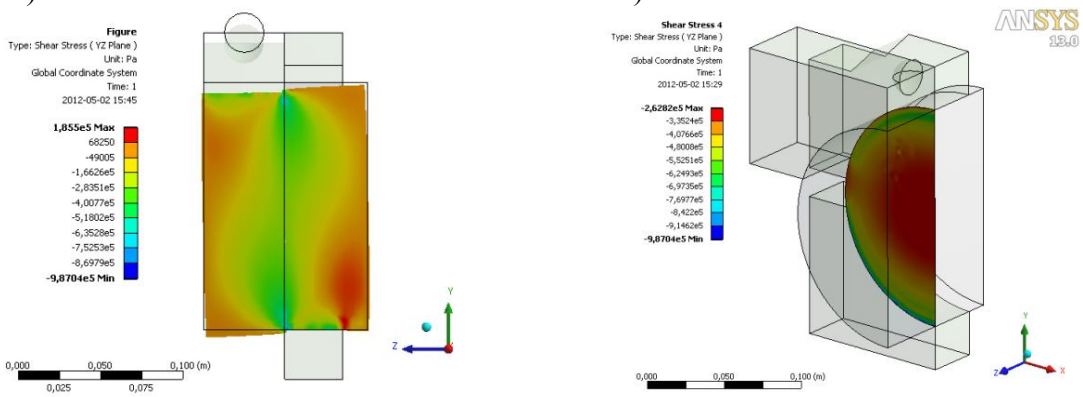
a) b)



Rys. 3. a) Model geometryczny układu dla próbki Ø150 mm wraz z globalnym układem współrzędnych XYZ, b) przyjęty model obliczeniowy MES po uwzględnieniu symetrii z podziałem na elementy skończone (elementy z biblioteki systemu ANSYS: 20–węzłowe SOLID186, 8–wezłowe elementy kontaktowe TARGE170 i CONTA174)

Wybrane wyniki z analiz numerycznych w postaci rozkładów naprężeń stycznych YZ w próbce Ø150 mm przedstawiono na (rys. 4).

a) b)



Rys. 4. Rozkład naprężeń stycznych YZ – widok w płaszczyźnie symetrii (a) oraz w płaszczyźnie ścięcia (b), wartość siły ścinającej 7 kN

Model geometryczny aparatu i próbki średnicy 150 mm oraz przyjęty do analiz podział układu na elementy skończone w systemie ANSYS pokazano na (rys. 3).

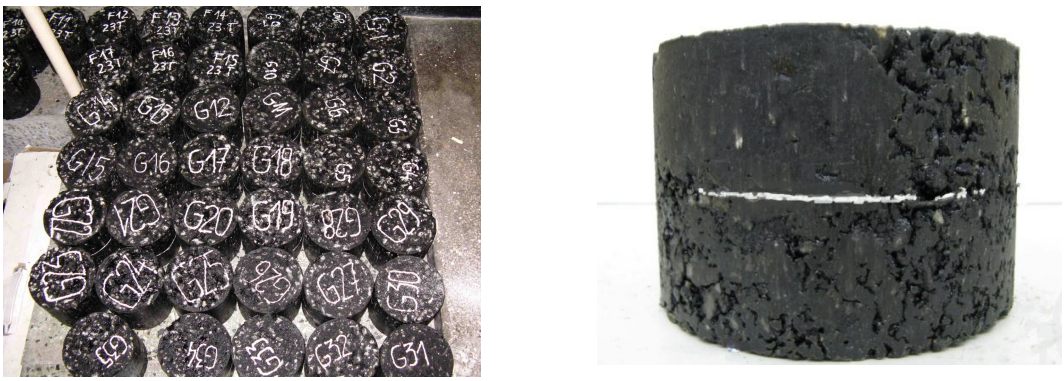
Postawione zadanie jest nieliniowe ze względu na zmianę sztywności całego układu podczas obciążania, powodowaną zmianą statusu kontaktu pomiędzy szczęką a próbką. Zaobserwowano częściowy poślizg i odseparowanie powierzchni szczęk od pobocznic badanych próbek MMA. Zadanie rozwiązano z użyciem metody Newtona–Raphsona.

Charakter wyników przyprowadzonych badań numerycznych jest podobny do prezentowanych w literaturze [10] i uzyskanych na prostszych modelach MES. Stwierdzono występowanie spiętrzeń naprężeń na pobocznicy próbki oraz ich płynnie zmienny rozkład w obszarze wewnętrznym płaszczyzny ścinania (rys. 4b). Warunki zamocowania próbki podczas badania znacząco wpłynęły na rozkład naprężeń wewnątrz materiału próbki, szczególnie, iż używane są próbki o stosunkowo małych średnicach. Proces zniszczenia zostaje zatem przypuszczalnie zapoczątkowany na brzegu próbki, w miejscu lokalnego spiętrzenia naprężeń.

3. UŻYTE MATERIAŁY I PRZYGOTOWANIE PRÓBEK

Do badań laboratoryjnych wybrano połączenie międzywarstwowe warstwy ścieralnej i wiążącej. Takiego wyboru dokonano ze względu na fakt, iż w tym obszarze nawierzchni drogowej najczęściej występuje strefa maksymalnych horyzontalnych naprężeń stycznych. Na warstwę ścieralną wykorzystano mastyks grysowy (SMA 11), natomiast warstwę wiążącą wykonano z betonu asfaltowego (AC W 20). Obie mieszanki mineralno-asfaltowe zostały wykonane z asfaltem modyfikowanym polimerami. Zawartość asfaltu w SMA wyniosła 6,0 %, a w betonie asfaltowym 4,5 %.

Z wybranych mieszanek mineralno–asfaltowych wykonano warstwowe próbki cylindryczne stosując statyczną metodę zagęszczania. Siłę zagęszczenia zoptymalizowano w celu uzyskania zawartości wolnych przestrzeni wymaganej przepisami krajowymi [11]. Wykonaną serię próbek oraz przykładową próbkę z zaznaczoną powierzchnią połączenia międzywarstwowego pokazano na (rys. 5).



Rys. 5. Seria próbek przygotowanych do badań oraz widok pobocznicy próbki z zaznaczoną powierzchnią połączenia międzywarstwowego

Rozważno wpływ trzech wariantów przygotowania warstwy sczepnej na wytrzymałość i trwałość zmęczeniową połączenia. W pierwszym wariancie jako warstwę sczepną zastosowano skropienie emulsją asfaltową. W przypadku stosowania warstwy sczepnej użyto emulsję asfaltową C60 BP 3 ZM. Drugi wariant obejmował połączenie międzywarstwowe, do którego nie został wprowadzony żaden materiał w celu wytworzenia warstwy sczepnej. W trzecim wariancie do połączenia międzywarstwowego wprowadzono geosyntetyczną warstwą pośrednią przyklejoną emulsją asfaltową C60 BP 3 ZM. Zestawienie badanych wariantów połączenia międzywarstwowego przedstawiono w (tab. 1).

Tablica 1. Zestawienie wariantów połączenia międzywarstwowego

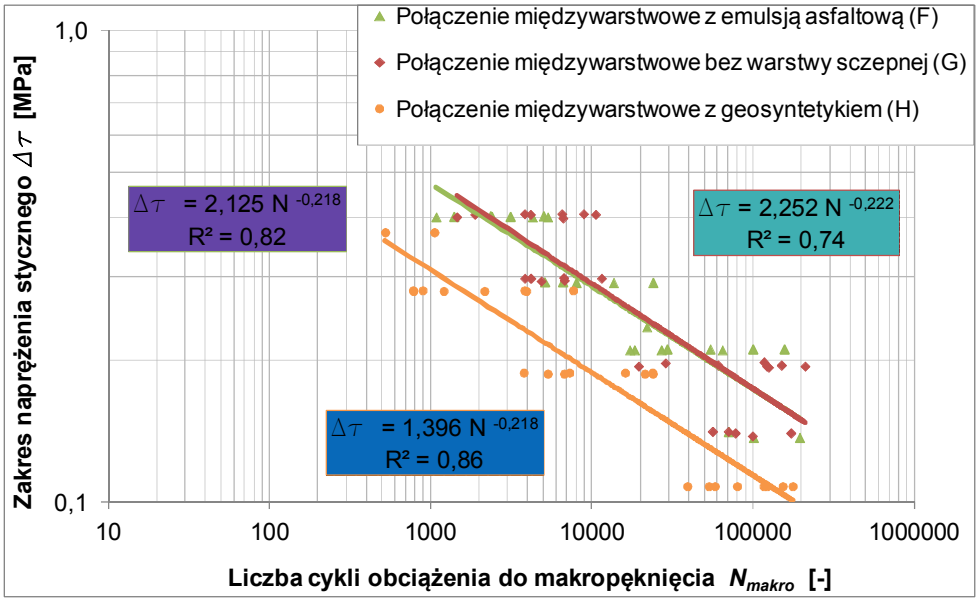
Opis warunków połączenia	Oznaczenie serii
Warstwa sczepna z emulsji asfaltowej modyfikowanej	F
Brak wykonania warstwy sczepnej	G
Geosyntetyk przyklejony emulsją asfaltową modyfikowaną	H

W serii F ilość emulsji asfaltowej w warstwie sczepnej przyjęto jako średnią z wymagań krajowych [11] wynoszącą 0,2 kg/m^2 pozostałego asfaltu. W Seri G na warstwie AC ułożono warstwę z SMA bez wykonywania warstwy sczepnej. W serii H jako geosyntetyczną warstwę pośrednią wykorzystano siatkę szklano-węglową Carbophalt G firmy S&P Reinforcement, przeznaczoną do zbrojenia warstw nawierzchni asfaltowej [12]. Ilość emulsji do skropienia przyjęto jako wartość średnią z przedziału zalecanego przez producenta geosyntetyku, wynoszącą 0,18 kg/m^2 pozostałego asfaltu. Rozprowadzenie emulsji oraz rozłożenie geosyntetyku wykonano w sposób ręczny. Próbki z geosyntetyczną warstwą pośrednią wykonano o średnicy 150,0 mm, natomiast pozostałe o średnicy 101,5 mm.

4. WYNIKI I KOMENTARZ

Badania zmęczeniowe dla połączenia bez warstwy sczepnej przeprowadzono na 27 próbkach. Dla wariantu połączenia z zastosowaniem emulsji asfaltowej badania przeprowadzono na 25 próbkach, dla wariantu z geosyntetyczną warstwą pośrednią na 26 próbkach.

Dla uzyskanych wyników przeprowadzono analizę regresji i wyznaczono krzywe zmęczeniowe Wöhlera–Basquina opisujące trwałość zmęczeniową połączenia. Współczynnik determinacji modelu dla próbek bez warstwy sczepnej wyniósł 0,74. Dla pozostałych serii uzyskano współczynniki determinacji powyżej 0,8. Uzyskane modele w układzie podwójnie logarytmicznym pokazano na (rys. 6).



Rys. 6. Krzywe zmęczeniowe Wöhlera–Basquina dla analizowanych wariantów połączeń międzywarstwowych

Dla zastosowanych mieszanek mineralno-asfaltowych, tj. SMA z AC, wprowadzenie warstwy sczepnej nie spowodowało zwiększenia trwałości zmęczeniowej badanych połączeń dla przyjętych warunków badań i zakresu analizy.

Wnioskiem płynącym z analizy wyników badań jest, aby w przypadku stosowania mieszanek o podniesionej zawartości asfaltu została potwierdzona potrzeba stosowania warstwy sczepnej. Przy zastosowaniu tej warstwy zaleca się konieczną optymalizację ilości skropienia tak, aby nie pogorszyć trwałości zmęczeniowej połączenia międzywarstwowego. W przypadku geosyntetycznej warstwy pośredniej zaobserwowano istotne obniżenie trwałości połączenia, co jednak przy ułożeniu geosyntetyku w niższych warstwach jest rekompensowane jego zbrojącą funkcją, zwiększającą trwałość nawierzchni drogowej [2], [13].

5. PODSUMOWANIE

Zaproponowana metoda badań zmęczeniowych połączeń międzywarstwowych z wykorzystaniem MES, pozwala na ocenę wpływu materiału zastosowanego do warstwy sczepnej na trwałość połączenia.

Zaprezentowane wyniki są efektem pierwszych prac zrealizowanych w oparciu o wyżej wymienioną metodę, która obecnie jest w fazie rozwoju i udoskonalania.

W przeprowadzonych badaniach, dla mieszanek mineralno-asfaltowych SMA z AC, wprowadzenie warstwy sczepnej nie spowodowało zwiększenia trwałości połączenia. Asfalt z warstwy ścieralnej w trakcie układania i zagęszczania mieszanki mineralno–asfaltowej może w pewnym stopniu sam tworzyć połączenie międzywarstwowe wytwarzając rodzaj warstwy sczepnej.

Ważnym wnioskiem wypływającym z badań jest zatem, w przypadku zastosowania mieszanek mineralno-asfaltowych bogatych w asfalt, potwierdzenie potrzeby stosowania warstwy sczepnej.

Przy zastosowaniu tej warstwy zaleca się konieczną optymalizację ilości skropienia tak, aby nie pogorszyć trwałości zmęczeniowej połączenia międzywarstwowego. W przypadku geosyntetycznej warstwy pośredniej zaobserwowano istotne obniżenie trwałości połączenia, co jednak przy ułożeniu geosyntetyku w niższych warstwach jest rekompensowane jego zbrojącą funkcją, zwiększającą trwałość nawierzchni drogowej [2], [13].

Równocześnie warstwa sczepna oprócz zwiększenia wytrzymałości połączenia ma za zadanie również ograniczenie penetracji wody do wnętrza konstrukcji nawierzchni drogowej. Przy optymalizacji wytrzymałości połączenia należy pamiętać również o tym aspekcie.

Wielostronność zagadnienia powoduje zatem, że połączenia międzywarstwowe powinny podlegać szczegółowym badaniom i optymalizacji, podobnie jak mieszanki mineralno-asfaltowe warstw nawierzchni drogowej.

Zasadne wydaje się podjęcie porównawczych badań próbek wyciętych z istniejących nawierzchni drogowych. Połączenia wykonane w warunkach in-situ mogą podlegać dodatkowym czynnikom, jak np. ruch technologiczny.

W przyszłości widzi się perspektywy uwzględnienia zmęczeniowych charakterystyk połączeń międzywarstwowych w rozwoju mechanistycznych metod projektowania konstrukcji asfaltowych nawierzchni drogowych.

Piśmiennictwo

[1] Canestrari F., Ferrotti G., Partl M. N., Santagata E.: Advanced testing and characterization of interlayer shear resistance. The 84th TRB Annual Meeting, Washington, USA, 9 – 13 January 2005, CD-ROM.

[2] Górszczyk J.: Wpływ zbrojenia geosyntetyczną warstwą pośrednią na trwałość zmęczeniową asfaltowej nawierzchni drogowej. Dysertacja, Politechnika Krakowska, Kraków 2010.

[3] Ruttmar I, Oracz T.: Ciche nawierzchnie i nawierzchnie kompozytowe. Materiały z Seminarium SITK RP, Oddział w Krakowie, Kraków, 16 luty 2011r.
[4] FGSV.: Arbeitsanleitungen zur Prüfung von Asphalt. Teil 4: Prüfung des Schichtenverbundes nach Leutner. Köln 1999.
[5] Malicki K.: Analiza połączeń międzywarstwowych mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach obciążeń statycznych i zmęczeniowych. Dysertacja, Politechnika Krakowska, Kraków 2012.
[6] Van Dijk W.: Practical fatigue characterization of bituminous mixes. Annual meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 44, s. 38–74, Phoenix 1975.
[7] Rowe G.: Performance of Asphalt Mixtures in the trapeziodial Fatigue Test. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 1993, 62: s.344–384.
[8] Leutner R., Lorenzl H., Schmoeckel K. und andere.: Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft S 45, Bergisch Gladbach 2006.
[9] Diakhate M., Petit Ch., Millien A., Phelipot-Mardele A., Pouteau B., Goacolou, H.: Interface fatigue cracking in multilayered pavements: Experimental analysis. Proceedings of the 6th Rilem International Conference on Cracking in Pavements. Chicago, USA, 16 – 18 June 2008, s. 649–659.
[10] De Bond A.H.: Anti-Reflective Cracking Design Of (Reinforced) Asphaltic Overlays. Delft University of Technology, Delft 1999.
[11] Sybilski D. i inni: Wymagania Techniczne. Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych. WT-2 Nawierzchnie asfaltowe. Część 2: Wykonanie nawierzchni asfaltowych. Warszawa 2010.
[12] Aprobata Techniczna IBDiM Nr AT/2008-03-1515: Geosyntetyki S & P do wzmacniania nawierzchni asfaltowych. IBDiM Warszawa 2008.
[13] Grzybowska W., Górszczyk J., Zieliński P., Tułecki A.: Modelowanie zachowania się bitumicznej nawierzchni drogowej w różnych warunkach kontaktu międzywarstwowego, z uwzględnieniem pośredniej warstwy geosyntetycznej. Projekt badawczy Nr 4TO7E 01328 finansowany przez Komitet Badań Naukowych w latach 2005-2007.

FATIGUE LIFE OF ASPHALT INTERLAYER BONDING IN LABORATORY TESTS

Summary

The lack of proper interlayer bonding causes a significant decrease of asphalt pavement durability. In this case bituminous layers work separately, which induces negative changes of values and stress distributions in pavement structure. Therefore, it is important to know which material provides optimum interlayer bonding conditions.

In the paper the authors undertake the problem of interlayer bonding to show their influence on the strength and durability of interlayer bonding in an asphalt layers system. Modified bituminous emulsion and geosynthetic interlayer in an asphalt layers system have been applied at the contact surface of the layers. To determine the distribution of shear stresses in a specimen and to evaluate the range of shear stress required to describe the work of bonding in tested specimen numerical analyses using the finite element method (FEM) were performed.

The paper presents the results and conclusions from fatigue tests carried out for different ways of interlayer bonding applied in the tests.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ **Nr 283**
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) **2012**

Marcin GRYGIEREK[1]
Politechnika Śląska

ZMIANY SZTYWNOŚCI WARSTWY Z KRUSZYWA PODDANEJ ZRÓŻNICOWANYM WPŁYWOM EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

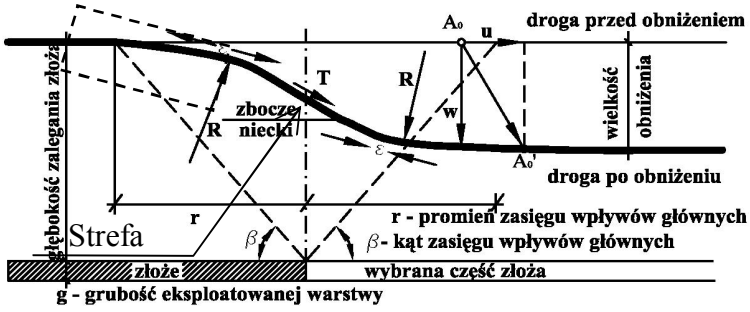
STRESZCZENIE

Podziemnej eksploatacji górniczej towarzyszy deformacja górotworu, powodująca na powierzchni terenu występowanie poziomych jednostkowych odkształceń o charakterze rozluźnienia lub zagęszczenia. W obszarach tych może dochodzić do redukcji lub wzrostu sztywności warstw nawierzchni. Przeprowadzone terenowe obserwacje przedstawiają skalę zmian sztywności warstwy kruszywa poddanej rozluźnieniu (eksploatacja ściany 1), a następnie dogęszczeniu (eksploatacja ściany 2). Wykorzystano wyniki pomiarów geodezyjnych, badań ugięciomierzem dynamicznym FWD oraz analizę tzw. obliczeń odwrotnych (identyfikacja modułów).

SŁOWA KLUCZOWE: nawierzchnia drogowa, teren górniczy, ugięciomierz dynamiczny FWD, identyfikacja modułów, niecka obniżeniowa,

1. WPROWADZENIE

Nawierzchnia drogowa znajdująca się w obszarze oddziaływań podziemnej eksploatacji górniczej poddawana jest dodatkowemu wpływowi w postaci deformującego się podłoża gruntowego. Za najbardziej niekorzystny wpływ eksploatacji górniczej na konstrukcję nawierzchni drogowej uznaje się poziome jednostkowe odkształcenia rozluźniające ($\varepsilon > 0$), które powodują redukcję sztywności podłoża gruntowego oraz warstw nawierzchni na nim wbudowanych [4].



Rys. 1 Niecka obniżeniowa, w – przemieszczenie pionowe [m], T – nachylenie [mm/m],R – promień krzywizny [km], ε – poziome odkształcenie [mm/m], u – przemieszczenie poziome [m], A_0; A_0' położenie punktu przed deformacją i po deformacji[3]

[1] marcin.grygierek@polsl.pl

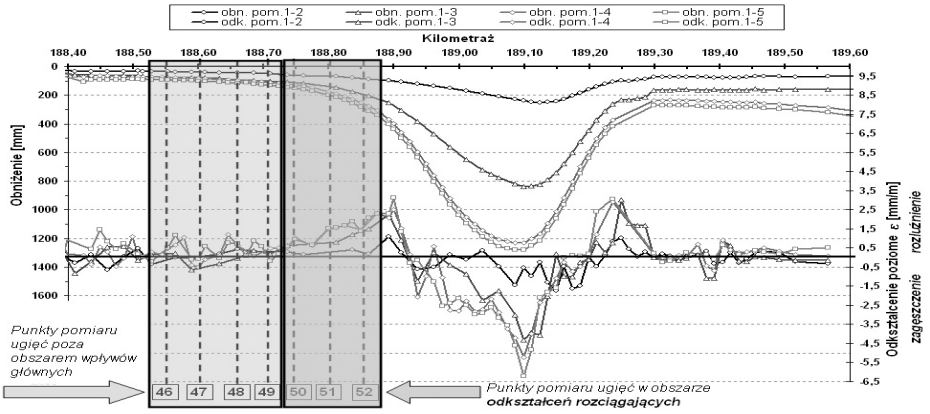
Za mniej destrukcyjny uznaje się wpływ poziomych odkształceń ściskających ($\varepsilon < 0$), które powinny powodować wzrost sztywności warstw kruszywowych, z powodu dogęszczenia podłoża i warstw nawierzchni. Spośród parametrów opisujących ciągłą nieckę obniżeniową [1] (rys. 1), uznaje się, iż to głównie odkształcenia poziome determinują zmiany sztywności warstw nawierzchni. Odkształcenia poziome o charakterze rozluźnień wraz z towarzyszącą krzywizną wypukłą występują na zboczu niecki obniżeniowej (rys. 1). Odcinki dróg na których występują rozluźnienia, są szczególnie narażone na przyśpieszoną degradację, w tym na przedwczesne wyczerpanie trwałości zmęczeniowej nawierzchni drogowej. Odkształcenia poziome o charakterze ściskań wraz z towarzyszącą krzywizną wklęsłą występują w dennej części niecki obniżeniowej (rys. 1). Zmiany sztywności nawierzchni uzależnione są od intensywności deformacji górniczych. W pracy przeanalizowano zmiany sztywności warstw kruszywowych w okresie eksploatacji dwóch ścian. Analizowany odcinek drogi przy eksploatacji ściany S-1 znajdował się w strefie rozciągań, a podczas eksploatacji ściany S-2 w strefie ściskań. Przedstawione wyniki obserwacji stanowią kontynuację badań przedstawionych w pracach [2][3].

2. BADANIA POLIGONOWE

Obserwacje prowadzono na drodze dwu jezdniowej o dwóch pasach ruchu (2x2), obciążonej ruchem KR3. Badania obejmowały jezdnię południową. Nawierzchnia zbudowana jest z warstw MMA 22-16 cm oraz warstw tworzących pakiet kruszywowy 68 – 59 cm [3]. Do głębokości 2,0 m nie stwierdzono wód gruntowych.
Przebieg przeprowadzonych badań wymaga dokonania podziału na 2 etapy. **Etap I** obejmuje obserwacje w pasie drogowym wpływów głównie od eksploatacji ściany S-2 (rys. 2).



Rys. 2 Sytuacja eksploatowanych ścian względem obserwowanego odcinka drogi (listopad 2005 – czerwiec 2007) [2]



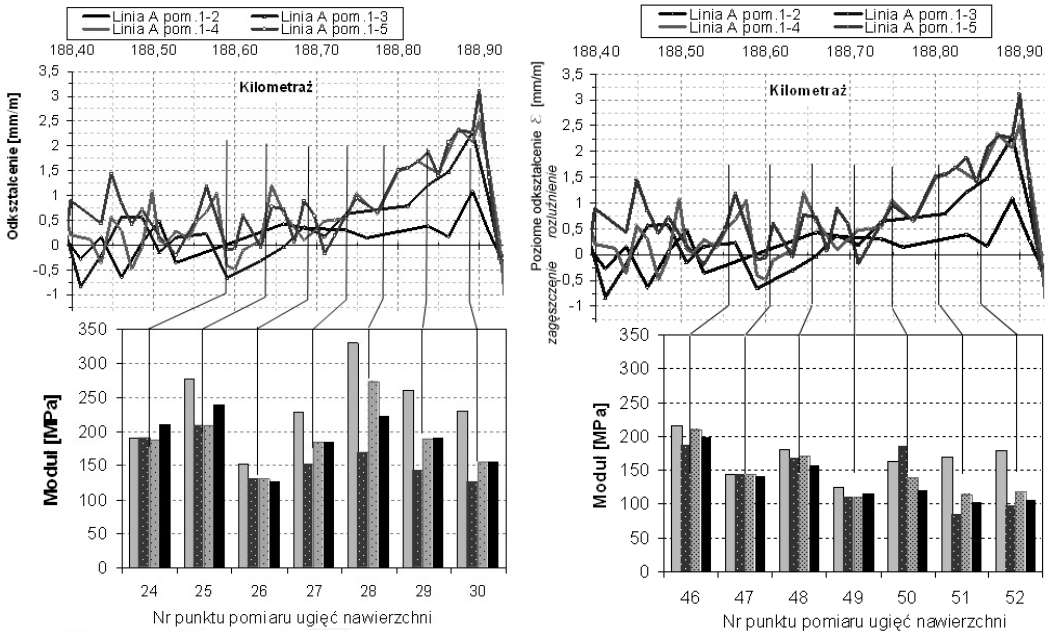
Rys. 3 Obniżenia terenu oraz poziome odkształcenia w okresie prowadzonych obserwacji listopad 2005 – czerwiec 2007 (etap I) [2]

Badania w etapie I obejmowały:

- cykliczny pomiar ugięć nawierzchni aparatem FWD (rys.2),
- cykliczne obserwacje geodezyjne z wyznaczeniem współrzędnych XYZ (rys.3) i obliczeniem wskaźników deformacji terenu (rys. 1),
- cykliczną ocenę wizualną.

Wyniki badań z etapu I przedstawiono na rysunkach 3 ÷ 4.

Pas wewnętrzny Pas zewnętrzny



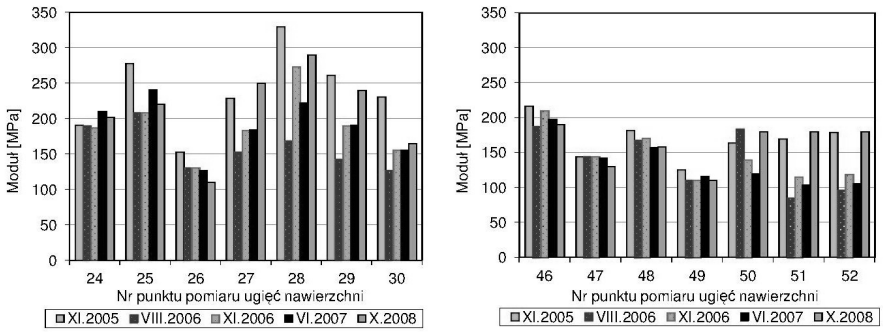
Rys. 4 Zidentyfikowane moduły sprężystości warstw kruszywa konstrukcji nawierzchni na tle obliczonych poziomych odkształceń – etap I [3]

Etap II obejmuje obserwację wpływów ściany S-1, której eksploatacja rozpoczęła się 5 miesięcy po zakończeniu eksploatacji ściany S-2 (rys. 5). Obie ściany znajdowały się w tym samym pokładzie.



Rys. 5 Lokalizacja ścian S-1 i S-2 względem pasa drogowego – etap II

W etapie II wykonano te same badania co w etapie I, jednak w mniejszym zakresie - pomiary geodezyjne obejmowały tylko niwelację, a pomiar ugięć nawierzchni wykonano tylko po zakończeniu eksploatacji (8.10 2008). Wyniki badań z etapu II przedstawia rysunek 6–8. Identyfikację modułów na odstawie wyników z badań aparatem FWD, wykonano iteracyjnie przy wykorzystaniu programu Bisar 3.0 [3]. Wyniki identyfikacji przedstawia rysunek 4 (etap I) oraz rysunek 6 (etap I i etap II).

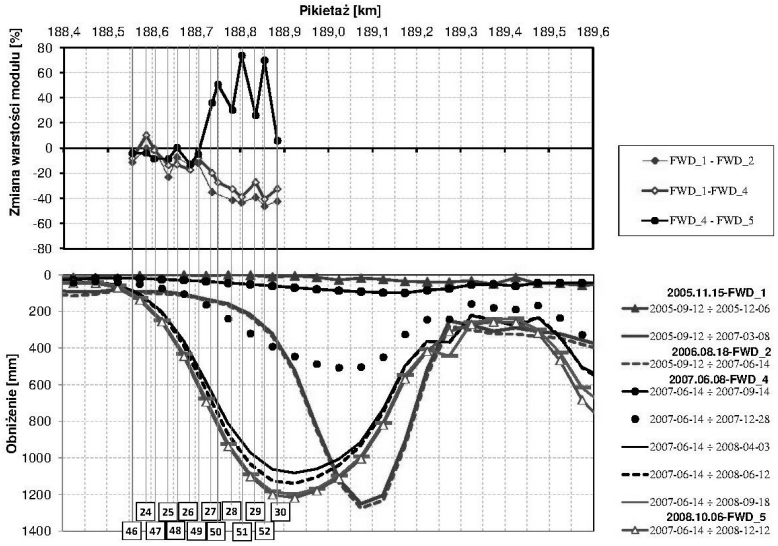


Rys. 6 Zidentyfikowane moduły sprężystości warstw kruszywa – etap I i etap II

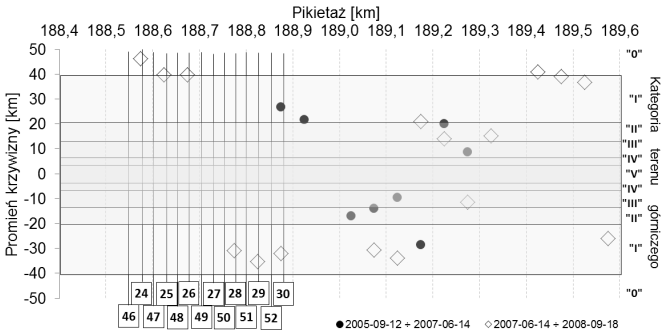
3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Etap I. Eksploatacja ściany S-2 spowodowała wykształtowanie się niepełnej niecki obniżeniowej o w_{max}=1200 mm. W obszarze zlokalizowanych punktów pomiaru ugięć nawierzchni powstała strefa odkształceń rozciągających obejmująca swym zasięgiem punkty: $50 \div 52$ (pas zewnętrzny) oraz $27 \div 30$ (pas wewnętrzny). Wpływy górnicze w strefie rozciągań nie przekroczyły II kategorii terenu górniczego[1]. Zgodnie z oczekiwaniami w okresie kształtowania się dynamicznej niecki obniżeniowej obserwowano na tych punktach redukcję wartości modułów (rys. 6). Maksymalna wartość redukcji modułów wyniosła ok. 40 %. Na odcinku przyległym do strefy rozciągań, ale znajdującym się poza wpływami głównymi redukcja wartości modułów nie przekroczyła 10%. Z chwilą ustania ruchów górotworu sztywność warstwy kruszywowej wzrosła, przy czym nie osiągnęła wartości początkowych, tj. z przed rozpoczęcia eksploatacji ściany S-2 (rys. 4).

Etap II. Eksploatacja ściany S-1 spowodowała dalsze pogłębienie niecki wykształtowanej przy eksploatacji ściany S-2. Jedyny pomiar ugięć nawierzchni w etapie II wykonano kilka miesięcy po zakończeniu eksploatacji ściany S-2.



Rys. 7 Obniżenia terenu i zmiany sztywności warstwy kruszywa – etap I oraz etap II



Rys. 8 Obliczone krzywizny w obszarze niecek – etap I oraz etap II

Identyfikacja modułów dała zaskakujące wyniki (rys. 6 - 7), bowiem w kilku punktach doszło do istotnego wzrostu modułu sprężystości pakietu złożonego z warstw, z kruszywa w stosunku do ostatniego pomiaru z etapu I (VI.2007), tj. pomiaru przed ujawnieniem się wpływów od eksploatacji ściany S-1. Wzrost sztywności zaobserwowano w punktach: 27-30 (pas wewnętrzny) oraz 50-52 (pas zewnętrzny). Zmiany sztywności warstwy kruszywa przedstawiono na rysunku 7, na którym przedstawiono również osobno niecki obniżeniowe dla wpływów ściany S-2 (etap I) oraz wpływów ściany S-1 (etap I). Wobec braku pomiaru odległości poziomych pomiędzy punktami pomiarowym w etapie II, rozdzielenie niecek obniżeniowych na podstawie pomiarów wysokościowych pozwoliło na oszacowanie lokalizacji stref ściskań oraz rozciągań (rys. 8). Nakładając dane o deformacji górniczej (rozkład obniżeń wzdłuż drogi) i procentowe zmiany wartości modułów (rys. 7) można jednoznacznie stwierdzić, iż punkty w których odnotowano wzrost sztywności znajdują się w strefie odkształceń ściskających. Należy zauważyć, iż wartości modułów osiągnęły wartości początkowe, tj. z przed okresu rozluźnień generowanych przez eksploatację ściany S-2 z etapu I (rys. 6). Na pozostałych punktach znajdujących poza strefą ściskań tj. 24-26 (pas wewnętrzny), 46-49 (pas zewnętrzny) zaobserwowano stosunkowo niewielką redukcję sztywności nie przekraczającą 10 %. Porównując redukcję sztywności pomiędzy etapem I i II na punktach znajdujących się w strefie rozluźnień redukcję rzędu 10 %. wartości modułów należy określić jako niewielką wobec zaobserwowanych w etapie II redukcji ok. 40%. Brak informacji z etapu II o pomierzonych wartościach odkształceń poziomych uniemożliwia porównanie „intensywności" wskaźnika, który w sposób zasadniczy wpływa na kształtowanie się sztywności warstw nawierzchni. Posiadając tylko wyniki niwelacji oraz rozstaw

punktów pomiarowych można obliczyć promienie krzywizn. Należy jednak zauważyć, iż krzywizny powinny być obliczone na podstawie 3. punktów rozstawionych w jednakowych odległościach, a pomiar wysokościowy powinien być wykonany z dużą dokładnością (najlepiej metodą niwelacji precyzyjnej). Niestety, posiadane wyniki niwelacji nie spełniały całkowicie powyższych wymagań. Pomimo zastrzeżeń, można zaobserwować zmiany jakościowe tzn.: promienie krzywizn w strefie rozluźnień w etapie I miały mniejsze wartości, aniżeli w etapie II, w związku z tym należy oczekiwać, iż w etapie II odkształcenia rozluźniające cechowały się mniejszymi wartościami – co wpłynęło na mniejszą redukcję sztywności warstw kruszywowych od tej, którą obserwowano w etapie I.

4. PODSUMOWANIE

Podziemna eksploatacja górnicza dwóch ścian pod nawierzchnią drogową spowodowała zróżnicowane wpływy, ponieważ punkty znajdujące podczas eksploatacji ściany S-2 w strefie rozciągań, podczas eksploatacji ściany S-1 znalazły się w strefie ściskań.
Wpływy od pierwszej eksploatowanej ściany spowodowały redukcję modułów sprężystości warstwy kruszywa o ok. 40%.
Wpływy eksploatacji drugiej ściany (ściana S-1), nie spowodowały tak dużej redukcji sztywności warstw kruszywowych jak miało to miejsce podczas pierwszej eksploatacji (ściana S-2). Fakt ten wiąże się z mniejszą intensywnością deformacji górniczych w obszarze rozluźnień.
W obszarze ściskań spowodowanych drugą eksploatacją (ściana S-1) odnotowano znaczący przyrost sztywności, zwłaszcza na pasie zewnętrznym.

Piśmiennictwo

[1] Kwiatek J. Praca zbiorowa: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice, 1997,
[2] Grygierek M., Wpływ górniczych rozluźnień podłoża na nośność nawierzchni drogowej w świetle badań terenowych. LIV Konferencja naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2008,
[3] Grygierek M., „Zmienność modułów sprężystości niezwiązanych warstw nawierzchni drogowej w warunkach górniczych odkształceń rozluźniających", Drogi i Mosty 2/2010,
[5] Kłosek K. (1988): Wpływ odkształceń podłoża górniczego na współpracę podtorza nawierzchni dróg kolejowych, Gliwice, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej z.68/1988,

CHANGES IN THE STIFFNESS OF UNBOUND BASE COURSE SUBJECTED TO DIFFERENTIATED INFLUENCES OF MINING WORKS

Summary

Mining exploitation can bring abort loosening or compression on ground surface, which can result in an increase or decrease of pavement layers stiffness. Consecutive mining exploitation processes frequently lead to road pavements layers both loosening and compacting. The site tests carried out indicate the scale of changes of aggregate layer stiffness subjected to loosening (mining of longwall 1) and then compacting (mining of longwall 2). The results of geodesic surveying and falling weight deflectometer tests (FWD) were applied as well as the results of converse calculations.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marek IWAŃSKI[1]
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

WPŁYW WAPNA HYDRATYZOWANEGO NA PARAMETRY EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI Z WARSTWĄ ŚCIERALNĄ SMA

STRESZCZENIE

W Kielcach w 1999 roku została wykonana warstwa ścieralna nawierzchni z mieszanki SMA w składzie której stosowano organiczny środek adhezyjny oraz wbudowano na odcinku doświadczalnym mieszankę SMA z wapnem hydratyzowanym w ilości 30% w składzie mączki wapiennej, które spełniało rolę mineralnego środka adhezyjnego. Na etapie projektowania mieszanki SMA w celu optymalizacji jej właściwości wykonano badania z zawartością 0, 10, 20, 30, 40 i 50 % wapna hydratyzowanego. Modyfikowano również asfalt D70 (obecnie 50/70) polimerem SBS w ilości 2, 4 i 6 %. Nawierzchnię SMA w czasie jej eksploatacji poddano ciągłej obserwacji w zakresie parametrów użytkowych (stan nawierzchni, równość podłużna, deformacje trwałe, szorstkość, głębokość tekstury). Po 12 latach eksploatacji na podstawie pobranych prób dokonano ceny odporności nawierzchni na deformacje trwałe oraz oddziaływanie wody (wskaźnik TSR). Stwierdzono korzystny wpływ wapna hydratyzowanego na oceniane właściwości eksploatacyjne nawierzchni z warstwą ścieralną SMA.

SŁOWA KLUCZOWE: nawierzchnia, mieszanka SMA, wapno hydratyzowane, środek adhezyjny, parametry eksploatacyjne nawierzchni

I. WSTĘP

W celu zapewnienia wymaganej szorstkości nawierzchni asfaltowej należy zastosować nie tylko odpowiednią technologię wykonania gwarantującą rozbudowaną jej teksturę ale również niezbędne jest wykorzystanie kruszywa odpornego na polerowanie i ścieranie [1, 2]. Tego rodzaju kruszywa pozyskiwane są przede wszystkim ze skał o dużej zawartości krzemionki. Wymagane jest więc stosowanie środka adhezyjnego w celu zapewnienia prawidłowej adhezji asfaltu do tego rodzaju materiału mineralnego. Obecnie powszechnie stosowane są środki adhezyjne sztucznego pochodzenia w postaci amin tłuszczowych. Mogą one jednak wpływać również w sposób niekorzystny na właściwości asfaltu a tym samym mieszanki mineralno-asfaltowej. W związku z tym w mieszance SMA zastosowano mineralny środek adhezyjny w postaci wapna hydratyzowanego w celu oceny jego efektywności w warunkach eksploatacyjnych nawierzchni [3, 4].

[1] iwanski@tu.kielce.pl

Zaprojektowaną mieszankę SMA z wapnem hydratyzowanym przeznaczoną na nawierzchnię obciążoną ruchem KR4 wbudowano w warstwę ścieralną na długości 350 m jednej z głównych ulic w Kielcach, w czasie jej modernizacji w 1999.

Konstrukcja nawierzchni została wykonana w technologii recyklingu głębokiego na zimno w technologii M-C-E jak dla nawierzchni obciążonej ruchem KR 4 [5]. W czasie jej eksploatacji prowadzono ocenę nawierzchni SMA w zakresie równości podłużnej i poprzecznej, stanu nawierzchni oraz szorstkości.

2. PROJEKT MIESZANKI SMA

2.1. Program badań

Program badań dotyczący określenia wpływu rodzaju środka adhezyjnego (wapna hydratyzowanego i aminy tłuszczowej) na właściwości mieszanki i nawierzchni SMA podzielono na dwa etapy – laboratoryjny i eksploatacyjny.

W ramach pierwszego etapu (laboratoryjnego) wykonanego w latach 1998-1998 szczególną uwagę zwrócono na zaprojektowanie mieszanki mineralnej oraz wykonanie niezbędnych badań pozwalających dokonać oceny wpływu wapna hydratyzowanego i aminy tłuszczowej na właściwości SMA.

Szczegółowy program badań pierwszego etapu polegał na określeniu:
- właściwości kruszywa,
- wpływie wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego,
- właściwości normowych mieszanki SMA,
- odporności na powstawanie koleiny w mieszance SMA,
- odporności na oddziaływanie wody oraz wody i mrozu mieszanki SMA.

Odporności mieszanki SMA na oddziaływanie wody i mrozu oceniano na podstawie programu badawczego opartego na określeniu:
- wytrzymałości na pośrednie rozciąganie przed i po przejściu cykli pielęgnacyjnych sumujących warunki atmosferyczne panujące na drodze wg metody AASHTO T283, określając wskaźnik odporności na oddziaływanie wody WR_w oraz wskaźnik odporności na oddziaływanie wody i mrozu WR_{wm} [6],
- wytrzymałości na rozciąganie pośrednie po procesie pielęgnacji symulującym oddziaływanie ujemnych temperatur, zgodnie z normą fińską PANK 4302 [1].

Istotnym elementem badań była ocena jednorodności wykonywanych prac. Do badań przyjmowano tylko próbki, w których zawartość wolnych przestrzeni zawierała się w przedziale (V - 2s ; V + 2s), gdzie: V - średnia wartości wolnych przestrzeni w mieszance SMA, s – odchylenie standardowe zawartości wolnych przestrzeni w badanych mieszankach SMA.

Natomiast po zakończeniu modernizacji ulicy Żelaznej od jesieni 1999 roku prowadzono monitoring w zakresie parametrów eksploatacyjnych i stanu nawierzchni ze szczególnym uwzględnieniem jej odporności na oddziaływanie wody i mrozu.

2.2. Projekt składu mieszanki mineralnej

Do zaprojektowania mieszanki mineralnej SMA wykorzystano kruszywa pochodzące z kamieniołomów w Górach Świętokrzyskich.

Skład ramowy mieszanki SMA 0/12,8 opracowanej zgodnie z wytycznymi IBDiM [7] był następujący:
- mączka wapienna -10%,
- kruszywo drobne wapienne 0/4 -12%,

- kruszywo dolomitowe 2/6 – 15%,
- kruszywo z piaskowca kwarcytowego (frakcja 2/6,3 i 6,3/12,8) – 63%.

Opracowując mieszankę mineralną SMA kierowano się założeniem, że w mieszance mineralnej oprócz odpornego na proces ścierania i polerowania kruszywa kwarcytowego, którego zawartość może wahać się w przedziale od 50% do 70%, powinno znajdować się również kruszywo o mniejszej odporności na te procesy tj. kruszywo dolomitowe lub wapienne. Dzięki takiemu doborowi kruszywa do mieszanki mineralnej powinna być zachowana wymagana szorstkość nawierzchni w długim okresie eksploatacyjnym.

Wapno hydratyzowane (WH) dodawano do mieszanki mineralnej wprowadzając go zamiennie do wypełniacza mineralnego w ilości 10, 20, 30, 40 i 50 %. Po dokładnym wymieszaniu wapna hydratyzowanego z wypełniaczem wapiennym uzyskiwano wypełniacz mieszany.

Asfalt D70 modyfikowano polimerem SBS Kraton 1101 CM w ilości 2, 4 i 6%.

Wymaganą ilość lepiszcza 6,1 % w mieszance SMA ustalono na podstawie badań wytrzymałościowych. Również na podstawie badań wytrzymałościowych Marshalla ustalono rekomendowaną zawartość płynnego środka adhezyjnego 0,2% (A) w stosunku do lepiszcza, która zapewniała optymalne właściwości kontrolnej mieszanki SMA.

Wpływ ilości wapna hydratyzowanego oraz polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA oceniano za pomocą analizy statystycznej wykorzystując następujący model matematyczny [8]:

$$y = b_o + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_2 \cdot x_1 + b_4 \cdot x_1^2 + b_5 \cdot x_2^2 \tag{1}$$

gdzie: x_1 - zawartość polimeru SBS w asfalcie [%],
x_2 – zawartość wapna hydratyzowanego [%],
$b_0 \div b_5$ współczynniki doświadczalne.
y - badany parametr mieszanki

Wybrane właściwości mieszanki SMA (zawartość wolnych przestrzeni - V_m, moduł statyczny pełzania - E_s, odporność na oddziaływanie wody i mrozu - WR_{wm} i odporność na spękania niskotemperaturowe - R_r) wykonanej z wapnem hydratyzowanym przedstawiono na rysunku 1.

Na podstawie przedstawionych charakterystyk mieszanki SMA można stwierdzić, że intensywność wpływu wapna hydratyzowanego oraz polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA jest zróżnicowana.

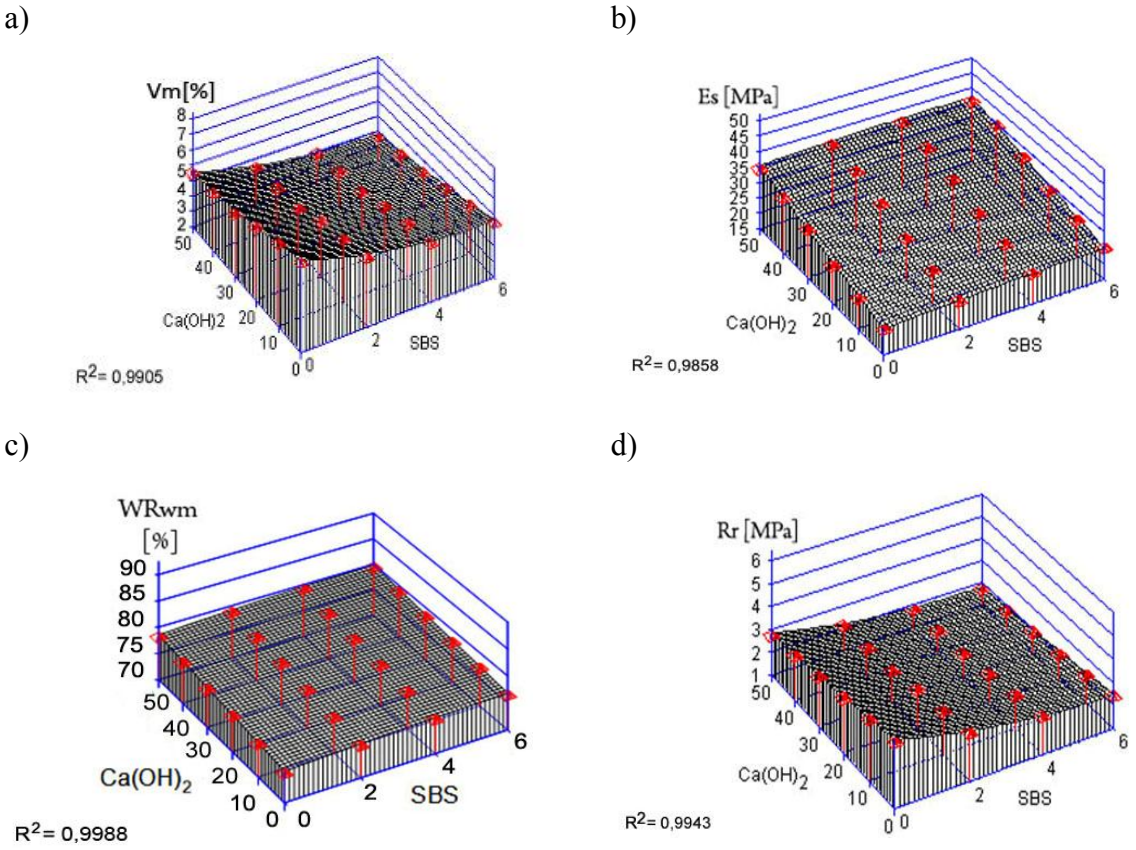
W celu dokonania prawidłowej charakterystyki wpływu wapna hydratyzowanego i polimeru SBS na właściwości mieszanki SMA ze względu na duże zróżnicowanie ich oddziaływania dokonano analizy statystycznej wyników badań wykorzystując program SAS. Jako kryterium analizy przyjęto uogólnioną funkcję użyteczności opracowaną przez Haringtona [9] wyrażoną w postaci:

$$U^{III} = \exp\left[-\exp \sum_{i=1}^{m} w_i \cdot \exp\left(-\frac{y^{(i)} - y^{(i)}_G}{y_L^{(i)} - y_G^{(i)}} \right) \right] \tag{2}$$

gdzie:
- $y^{(i)}$ badane właściwości mieszanki SMA,
- w_i wagi przypisane poszczególnym właściwościom $y^{(i)}$,
  $0 \le w_i \le 1$; i=1,2,….m;

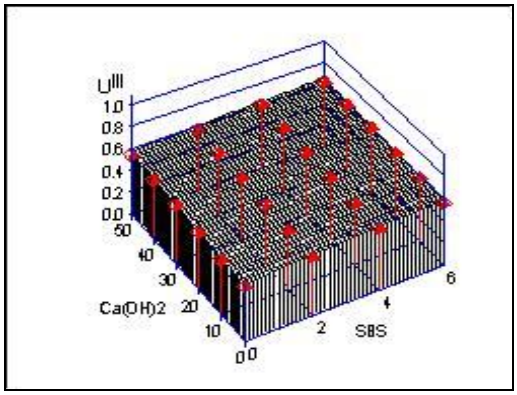
W celu określenia funkcji Haringtona uwzględniono następujące parametry mieszanki

SMA wraz z ich wagami: głębokość koleiny – 0,3, moduł statyczny pełzania – 0,2, wytrzymałość na rozciąganie pośrednie ITS – 0,2, odporność na spękania niskotemperaturowe – 0,2, odporność na oddziaływanie wody i mrozu WRwm – 0,1.



Rys. 1. Wpływ wapna hydratyzowanego ($Ca(OH)_2$) i polimeru (SBS) na właściwości mieszanki SMA, a) zawartość wolnych przestrzeni Vm, b) moduł statyczny pełzania Es, c) odporność na oddziaływanie wody i mrozu - WR_{wm}, d) odporność na spękania niskotemperaturowe - R_r

Na podstawie analizy wyników badań właściwości mieszanki SMA w aspekcie ilości wapna hydratyzowanego i polimeru SBS wykorzystując funkcję Haringttona zaistniałe zależności przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Funkcja użyteczności mieszanki SMA w aspekcie ilości wapna hydratyzowanego i polimeru SBS

Na podstawie funkcji użyteczności określono rekomendowany skład mieszanki SMA zapewniający najkorzystniejsze jej właściwości:
- asfalt D70 + 4% polimeru SBS,

- wapno hydratyzowane w ilości 30% w mączce mineralnej.

Wybrane właściwości mieszanki SMA zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wybrane właściwości mieszanki SMA

Lp	Właściwości mieszanki SMA		Rodzaj środka adhezyjnego	
			WH	AT
1	Zawartość wolnej przestrzeni	[%]	3,5	3,7
2	Moduł sztywności	[MPa]	24,8	22,5
3	Wytrzymałość na rozciąganie ITS	[MPa]	1,46	1,52
4	Maksymalna głębokość koleiny	[mm]	5,1	5,6
5	Odporność na spękania niskotemperaturowe PANK 4302	[MPa]	2,2	3,1
6	Odporność wg AASHTO T283 na:			
	- oddziaływanie wody WR_w	[%]	89,2	86,1
	- oddziaływanie wody i mrozu WR_{wm}	[%]	79,4	77,8
7	Zawartość asfaltu	[%]	6,1	6,1
8	Ilość polimeru SBS w asfalcie	[%]	4,0	4,0
9	Środek adhezyjny:	[%]		
	- wapno hydratyzowane (zamiennie w wypełniaczu)		30	
	- amina kwasu tłuszczowego			0,2

Dokonując analizy wpływu rodzaju zastosowanego środka adhezyjnego na właściwości mieszanki SMA można stwierdzić, że przy rekomendowanej ich zawartości praktycznie uzyskano bardzo porównywane wartości badanych parametrów. Niewiele korzystniejsze jest zastosowanie wapna hydratyzowanego w porównaniu z aminą kwasu tłuszczowego w składzie mieszanki SMA.

3. WŁAŚCIWOŚCI EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI Z WARSTWĄ ŚCIERALNĄ SMA

Od 1999 roku prowadzono ocenę stanu nawierzchni w której warstwę ścieralną wykonano z mieszanki SMA z wapnem hydratyzowanym lub zawierającą aminę tłuszczową. Pomiary parametrów eksploatacyjnych nawierzchni wykonywano każdego roku w miesiącu kwietniu i maju [10].

3.1. Monitoring stanu powierzchniowego nawierzchni z warstwą ścieralną SMA

Szczególną uwagę w czasie badania powierzchni nawierzchni SMA zwracano na wpływ czynników klimatycznych a zwłaszcza oddziaływanie wody i mrozu na jej trwałość w aspekcie zastosowanego rodzaju środka adhezyjnego (tabela 2).

Analiza przedstawionych wyników pomiarów stanu powierzchniowego w aspekcie odporności na oddziaływanie wody i mrozu nawierzchni SMA pokazuje, że zastosowane środki adhezyjne (wapno hydratyzowane, amina tłuszczowa) skutecznie spełniają swoje zadanie. W okresie eksploatacji 7 lat na powierzchni nawierzchni SMA nie powstały żądanego typu uszkodzenia spowodowane przez oddziaływanie wody czy też mrozu. Dopiero w 8 roku eksploatacji na nawierzchni SMA wykonanej z dodatkiem aminy tłuszczowej wystąpiły nieliczne ubytki ziaren kruszywa, zwłaszcza grubszych frakcji. Podobne usterki pojawiły się na nawierzchni SMA wykonanej z wapnem hydratyzowanym dopiero w 10 roku eksploatacji. Należy zaznaczyć, że w 12 roku użytkowania na nawierzchni SMA z płynnym środkiem adhezyjnym sporadycznie na powierzchni występują bardzo małe ubytki mastyksu.

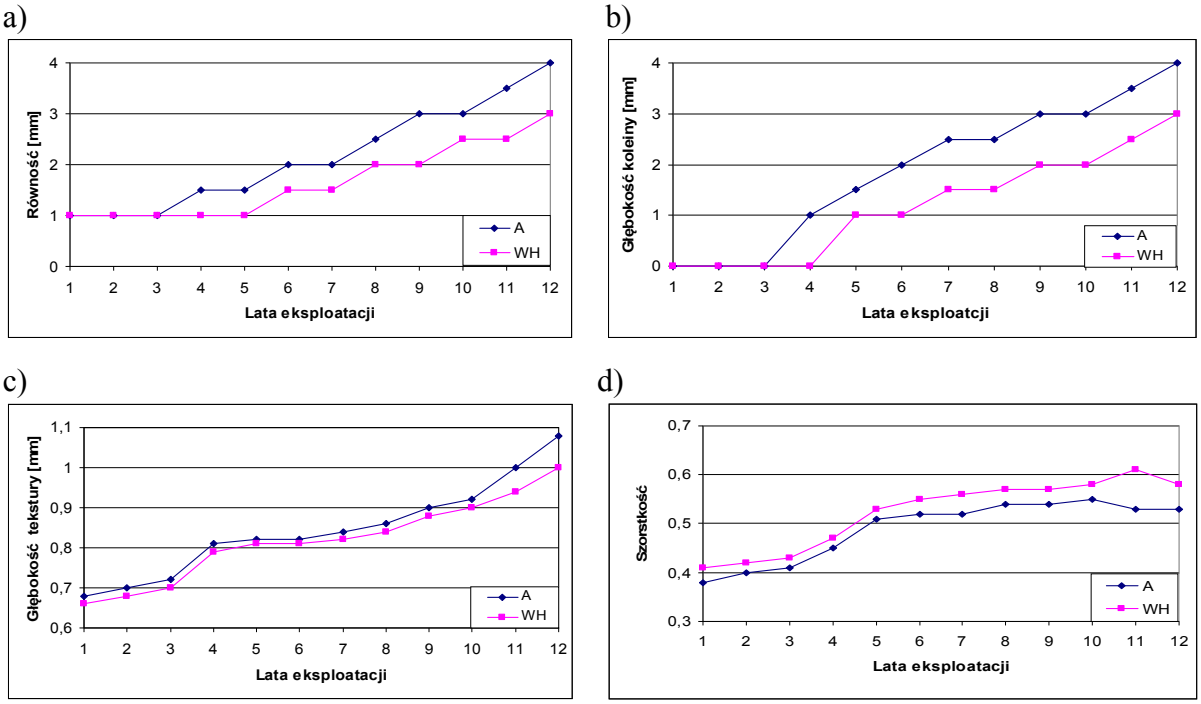
Tabela 2. Uszkodzenia powierzchniowe nawierzchni SMA w czasie eksploatacji

Lp.	Rodzaj uszkodzenia	Lata eksploatacji											
		2		4		6		8		10		12	
		Rodzaj środka adhezyjnego											
		WH	A	WH	A	WH	A	WH	A	WH	A	WH	A
1	Ubytki ziaren	-	-	-	-	-	-	-	N	N	N	N	N
2	Ubytki mastyksu	-		-		-	-	-	-	-	-	-	N
3	S. niskotemperaturowe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	S. zmęczeniowe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-
5	Spękania siatkowe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	Spękania podłużne	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	Spękania poprzeczne	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Oznaczenia:
- brak występowania uszkodzenia, N - nieliczne pojedyncze uszkodzenia,

3.2. Monitoring parametrów eksploatacyjnych nawierzchni SMA

W okresie monitorowania nawierzchni SMA dokonano oceny jej szorstkości [11], równości podłużnej [10], koleiny [10] i głębokości tekstury wg [12] i PN-EN 13036-1:2005.

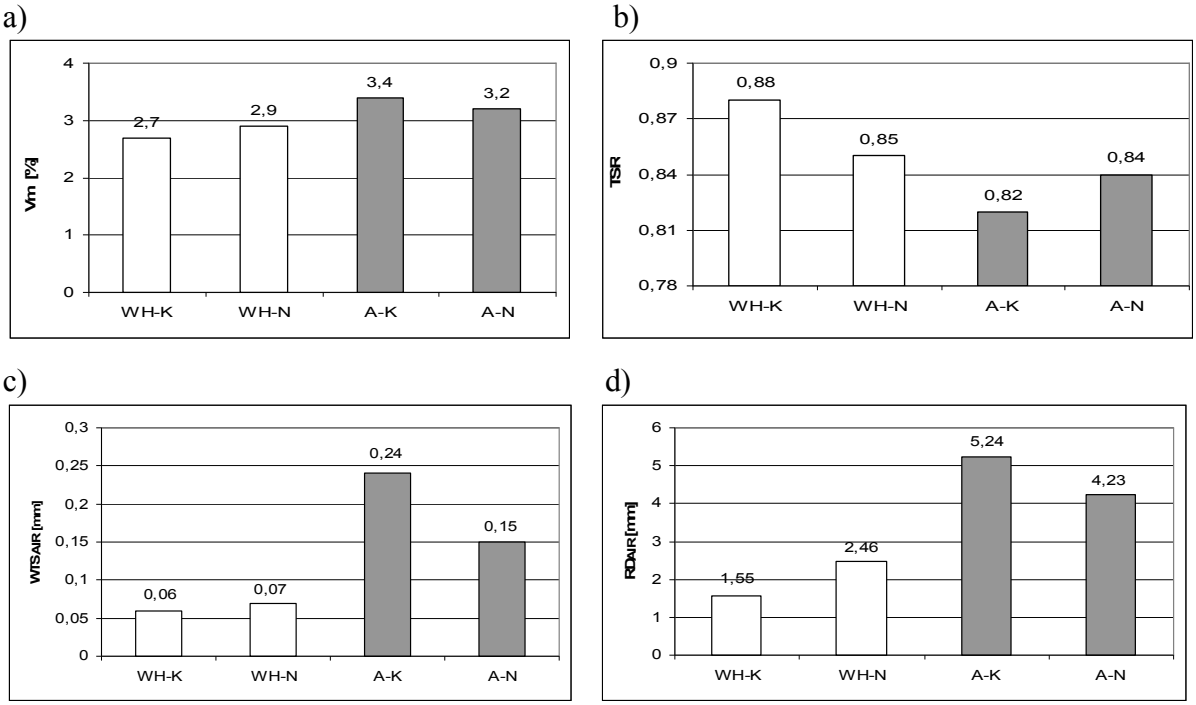


Rys. 3. Charakterystyka nawierzchni SMA, a) równość, b) koleina, c) głębokość tekstury, d) szorstkość.

Zarówno ocena makroskopowa jak również wyniki badań powierzchni nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA pokazują, że stan jej jest bardzo dobry niezależnie od zastosowanego rodzaju środka adhezyjnego. Należy jednak stwierdzić, na podstawie wykonanych testów istotności ANOVA, że wapno hydratyzowane korzystniej) wpływa na stan nawierzchni SMA niż zastosowanie aminy tłuszczowej. Intensywność zmiany ocenianych parametrów eksploatacyjnych nawierzchni z warstwą ścieralną SMA jest mniejsza niż kiedy stosowano płynny środek adhezyjny.

Na próbkach o średnicy 10 cm pobranych z koleiny (K) i po za koleiną (N) nawierzchni SMA oznaczono zawartość wolnych przestrzeni w warstwie, odporności na oddziaływanie

wody odporność na oddziaływanie wody TSR wg [1] i dodatkowo na próbkach o średnicy 20 cm wykonano badania odporności na deformacje trwałe zgodnie z PN-EN 13108-1 (rys. 4).



Rys. 4. Właściwości nawierzchni SMA, a) zawartość wolnych przestrzeni w warstwie, b) odporność na oddziaływanie wody, c) WTSAIR, d) RDAIR

Analiza wyników badań z uwzględnieniem wykonanych testów istotności ANOVA pozwala stwierdzić, że najkorzystniejszymi ocenianymi właściwościami charakteryzuje się nawierzchnia z warstwą ścieralną SMA, zawierająca wapno hydratyzowane. Na szczególną uwagę zasługuje jej odporność na deformacje trwałe, która jest praktycznie trzykrotnie większa niż kiedy w mieszance SMA zastosowano aminę tłuszczową. Tym samym nawierzchnia SMA w dłuższym okresie eksploatacyjnym powinna być bardziej odporna na powstawanie deformacji trwałych niż kiedy stosuje się aminę tłuszczową. Tak duża odporność materiałowa mieszanki SMA na deformacje trwałe oraz oddziaływanie wody i mrozu (TSR) pozwala wyjaśnić bardzo dobry stan nawierzchni z warstwą ścieralną SMA po 12 latach jej eksploatacji pod ruchem na pograniczu KR4 i KR5.

4. WNIOSKI

Na podstawie wykonanych badań laboratoryjnych oraz terenowych w czasie 12 lat eksploatacji warstwy ścieralnej nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA można sformułować następujące wnioski:

- wapno hydratyzowane w istotny sposób wpływa na kształtowanie właściwości fizyko-mechanicznych oraz wodo- i mrozoodporność mieszanki SMA, zwiększenie jego koncentracji do 30% w mączce mineralnej powoduje podwyższenie wartości ocenianych parametrów,
- stan nawierzchni SMA z dodatkiem wapna hydratyzowanego (30% w wypełniaczu) w okresie 12 lat eksploatacji jest porównywalny z nawierzchnią SMA w której zamiennie stosowano jako środek adhezyjny aminę tłuszczową a nawet nieznacznie lepszy,
- wapno hydratyzowane może być stosowane w mieszance SMA zastępując ciekłe środki adhezyjne (aminę tłuszczową) wpływając na poprawę odporności nawierzchni na oddziaływanie wody i mrozu oraz deformacji trwałych. Warstwa SMA zawierająca wapno

hydratyzowane charakteryzuje się większą odpornością na koleinowanie, niż kiedy stosowano aminę tłuszczową, co zapewnia jej dłuższą trwałość eksploatacyjną,
- zastosowanie wapna hydratyzowanego w ilości 30% w składzie wypełniacza wapiennego zapewniło trwałość parametrów eksploatacyjnych nawierzchni wykonanej z mieszanki SMA modyfikowanej 4% polimeru SBS w okresie 12 lat jej użytkowania na wyższym poziomie niż kiedy wykorzystywano aminę tłuszczową.

Piśmiennictwo

[1] Iwański M.: Kruszywo kwarcytowe do mieszanek mineralno-asfaltowych. Materiały Budowlane. Nr 11/2000. s. 55-59
[2] Sybilski D., Mechowski T. „Ocena trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych z różnymi kruszywami. Prace IBDiM Nr 3-4/1998. Warszawa. s.63-107.
[3] Piłat J., Kalabińska M., Radziszewski P. Mieszanki mineralno-asfaltowe z dodatkiem miału gumowego i wapna hydratyzowanego. Materiały Budowlane. Nr 11. 2000. s. 60-62
[4] Schellenberg K., Eulitza H.J. Verbesserung von Asphalteigenschaften durch Einsatz von Kalkhydrat. Bitumen No 1/1999. p. 17-20
[5] Warunki Techniczne Wykonania Warstwy Podbudowy z Mieszanki Mineralno-Cementowo-Emulsyjnej (M-C-E). Zeszyt Nr 61, IBDiM, 1999, 44 s.
[6] Judycki J., Jaskuła P.: Odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego. Drogownictwo, Nr 12/1997. Warszawa, s. 374-378.
[7] Zasady wykonania nawierzchni z mieszanki SMA (ZW-SMA 95).Zeszyt Nr 49. IBDiM. Warszawa, 1995. 20 s.
[8] Piasta Z., Lenarcik A. Methods of statistical multi-criteria optimization. “Optimization Methods for Material Design of Cement-based Composites. E & FN Spon. London, New York, 1998. p. 45-59.
[9] Harrington E.C: The desirability function, Industrial Quality Control, Vol. 4, 494-498
[10] System Oceny Stanu Nawierzchni. Warszawa, GDDP. 2001, 8 s.
[11] Zestaw pomiarowy do badania przyczepności nawierzchni drogowych – SRT 3 IBDiM, Warszawa, 1992, 16 s.
[12] Instrukcja pomiaru tekstury nawierzchni za pomocą piasku kalibrowanego. Prace IBDiM, Nr 4/1977. Warszawa, s. 85-91

INFLUENCE OF HYDRATED LIME ON SERVICE PARAMETERS OF SMA WEARING LAYER

Summary

In Kielce in 1999, a wearing course layer using SMA mixture was placed. The SMA mixture contained two types of adhesive agents: a liquid fatty amine acid and hydrated lime added to the filler in the amount of 30 % by weight. In the design stage an optimization process was carried out, aiming at the application of a dosage of 0, 10, 20, 30, 40 and 50% of hydrated lime. Bitumen D70 (currently 50/70) was also modified with SBS polymer, in the amount of 2, 4, and 6%. During exploitation SMA pavement was monitored for such parameters as surface condition, evenness, permanent deformation, roughness and texture. After twelve years of operation time measurements of resistance to permanent deformation and detrimental effect of water (coefficient TSR) were taken. In conclusion, favourable influence of hydrated lime on pavement performance of SMA wearing layer was found.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marek IWAŃSKI[1]
Przemysław BUCZYŃSKI[2]
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

WPŁYW PYŁÓW MINERALNYCH NA MODUŁ SZTYWNOŚCI PODBUDOWY Z ASFALTEM SPIENIONYM

STRESZCZENIE

Celem badań była ocena wpływu ilości i rodzaju pyłów na zmianę modułu sztywności sprężystej podbudowy z asfaltem spienionym w aspekcie temperatur. Jako lepiszcze zastosowano asfalt 85 N (Nynas - Nyfoam 85) w ilości 4,0%. W badaniach przedstawiono zróżnicowanie pyłów mineralnych, po przez określenie właściwości funkcjonalnych oraz cech strukturalnych pyłów mineralnych pochodzenia gabrowego oraz kwarcytowego. Kolejny etap pracy obejmował projekt recyklowanej mieszanki z asfaltem spieniony oraz pyłami mineralnymi w ilości 5%, 10%, 15% oraz 20%. Finalny efekt pracy pozwala stwierdzić wpływ zastosowanego rodzaju oraz ilości pyłów mineralnych na zmianę modułu sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu na próbkach cylindrycznych (IT-CY). Stwierdzono, że wraz ze wzrostem koncentracji pyłów mineralnych w podbudowie wzrasta wartość modułu sztywności sprężystej.

SŁOWA KLUCZOWE: recyklowana podbudowa, pyły mineralne, asfalt spieniony, materiał odpadowy, utylizacja, moduł sztywności sprężystej

1. WSTĘP

Prowadzona polityka pro-ekologiczna na całym świecie, wymusza konieczność stosowania technologii zapewniających jak najmniejsze zanieczyszczenie oraz degradację środowiska naturalnego. Działania te skierowane są głównie do przemysłu, który to przyczynia się do nadmiernej jej degradacji. Wprowadzanie technologii WMA w technologiach rozbudowy, budowy i modernizacji sieci dróg, powoduje obniżenie temperatur produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych, a co za tym idzie zmniejszenie emisji dwutlenku węgla do atmosfery. Kolejnym źródłem przyczyniającym się do zanieczyszczeń są wytwórnie mieszanek mineralno-asfaltowych, które to podczas produkcji emitują pyły do atmosfery. W wyniku zastosowania filtrów workowych zostaje zatrzymane około 10 - 30 kg pyłów mineralnych [1], z tony produkowanej mieszanki mineralno-asfaltowej. Kolejnym źródłem są kopalnie kruszyw, które zapewniając jakość kruszywa pod względem gatunkowym, poddają je procesowi płukania, aby zapewnić minimalną zawartość frakcji poniżej 0,075 mm. Tak

[1] iwanski@tu.kielce.pl
[2] p.buczynski@tu.kielce.pl

otrzymane pyły są materiałem trudnym do utylizacji, praktycznie jest brak możliwości wykorzystania tego materiału ponownie.

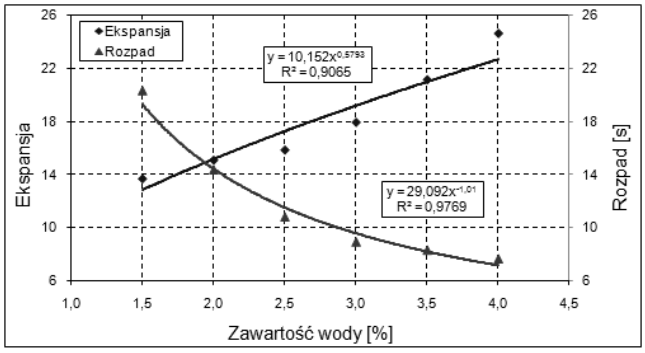
Wstępna analiza technologii recyklingu głębokiego na zimno konstrukcji nawierzchni z zastosowanie asfaltu spienionego wykazała, że właśnie przy jej realizacji potencjalnie istnieje możliwość zastosowania tego rodzaju pyłów mineralnych. Mieszanka mineralna recyklowanej podbudowy w zakresie tej technologii może zawierać od 5 do 20 % części mineralnych mniejszych od 0,075 mm – czyli pyłów mineralnych.

2. ZASTOSOWANE MATERIAŁY W RECYKLOWANEJ PODBUDOWIE

2.1. Asfalt

Technologii recykling głębokiego na zimno z asfaltem spienionym wymaga zastosowania asfaltów charakteryzujących się odpowiednim współczynnikiem ekspansji [WE] oraz czasem połowicznego rozpadu piany asfaltowej (t1/2) [2]. Asfalt wykorzystany do wykonania prób dobrano na podstawie badań wykonanych na Politechnice Świętokrzyskiej w Katedrze Inżynierii Komunikacyjnej [3].

Wybrany asfalt 85 N (rys. 1) charakteryzuje się (na podstawie szczegółowo opisanych badań [4]) najkorzystniejszymi parametrami spienienia tj. współczynnikiem ekspansji WE=15,1 oraz czasem połowicznego rozpadu piany asfaltowej t½=14,4s.



Rys. 1. Charakterystyki asfaltu spienionego - asfaltu 85 N [4].

2.2. Pyły mineralne

Przedmiotem badań były pyły mineralne powstające w wyniku procesu technologicznego płukania kruszyw lub jego odpylania. Pyły gabrowe – uzyskiwane z procesów odpylania kruszywa drobnego 0/2 - piasków łamanych. Drugi rodzaj pyłów pochodził z kopalni piaskowca kwarcytowego z systemu płukania kruszyw grubych.

W celu zróżnicowania pyłów mineralnych konieczne jest określenie ich podstawowych właściwości funkcjonalnych oraz cech strukturalnych. Cechy strukturalne można zdefiniować jako obraz budowy wewnętrznej, a więc rozmieszczenie elementów składowych (fazy stałej, ciekłej i gazowej) [5] Cechami strukturalnymi określonymi w pracy są: uziarnienie, powierzchnia właściwa (PW), zawartość składników ilastych (MB_F) oraz zawartość wolnych przestrzeni (AV_R). Natomiast właściwości funkcjonalne można określić jako grupę cech związanych z zachowaniem się oraz wzajemnym oddziaływaniem w zaczynach asfaltowych [5]. Jedną z podstawowych cech właściwości funkcjonalnych jest bitumochłonność wypełniaczy mineralnych (pyłów). Określono również wskaźnik pH w celu oznaczenie kwasowości/ zasadowości pyłów mineralnych.

Wyniki badań podstawowych właściwości funkcjonalnych oraz cech strukturalnych przedstawiono tabelarycznie (tab. 1) zgodnie z obowiązującą normą [6].

Tablica 1. Wyniki badań pyłów mineralnych.

Badana właściwość	Oznaczenie	j.m.	Sposób badania	Wynik	
				Gabro	Kwarcyt
Uziarnienie, % przechodzącej masy	-	[%]	PN-EN 933-10		
2,0 mm				100	100
0,125 mm				96,2	96,3
0,063 mm				86,9	84,3
Puste przestrzenie suchego zagęszczonego wypełniacza (Rigden)	AV_R (V)	[%]	PN-EN 1094-4	56,88	56,84
Liczba bitumiczna	BN	[%]	PN-EN 13179-2	$BN_{28/39}$ (27,6)	$BN_{28/39}$ (30,6)
Badanie według Blaina,	P_W	cm^2/g	PN-EN 196-6	4901	3487
Gęstość ziaren,	ρ	Mg/m^3		2,998	2,763
Szkodliwe pyły	MB_F	[-]	PN-EN 933-9	MB_F10 (3,3)	MB_F10 (9,1)
Kwasowość / zasadowość	pH	[-]	-	7,5	4,5

Maksymalną wartość powierzchni właściwej (Pw=4901 cm^2/g) osiągnęły pyły mineralne gabrowe (G), co związane jest równiej z drobniejszym ich uziarnieniem. Wartość powierzchni właściwej określa stopień rozdrobnienia pyłów mineralnych. Mniejszą powierzchnią właściwą charakteryzowały się pyły z piaskowca kwarcytowego (K) co jest konsekwencją uziarnienia.

Wartość wskaźnika błękitu metylenowego MB_F charakteryzuje zawartość minerałów ilastych w badanych pyłach. Zawartość części ilastych równą MB_F=9,1 charakteryzują pyły z piaskowca kwarcytowego co może być spowodowane występowaniem w pokładach iłołupka skalnego, który jest materiałem miękkim i podczas procesu kruszenia zostaje przetworzony na frakcje pylasto-ilastą (podczas procesu płukania kruszywa nie zostaje usunięta w 100% z frakcji pylasto-ilastej), może powodować zwiększenie zawartości części ilastych, mniejszą zawartością minerałów ilastych charakteryzują się pyły z kruszywa gabro.

Należy zauważyć że badane pyły osiągnęły podobną wartość AVR [%] na poziomie 55-57%. Większą wartością AVR [7] charakteryzują się pyły z piaskowca kwarcytowego, najmniejszą natomiast pyły z kruszywa gabrowego.

Liczba bitumiczna, inacze określanana jako bitumochłonnośc wypełniaczy określa nam przy jakiej ilości wody, po zmieszaniu z próbką wypełniacza (pyłu) o masie 100g daje mieszaninie określoną lepkość. Miarą tej lepkości jest zagłębienie stępla na głębokośc od 5 do 7 mm w badanym wypełniaczu [8]. Większym zapotrzebowaniem na wodę charakteryzują się pyły z piaskowca kwarcytowego (BN=30,6), w porównaniu do pyłów gabrowych. Na większe zapotrzeboie wody, do uzyskanie odpowiedniej lepkości pyłów, może mnieć wpływ zawartość minerałów ilastych.

Bardziej kwaśnym materiałem są pyły z piaskowca kwarcytowego o wartości pH< 4,5, potwierdza to również pochodzenie mineralogiczne z jakiego materiał został uzyskany (piaskowiec kwarcytowy). Natomiast pyły gabrowe uzyskały pH ≥ 7,5, czyli można je sklasyfikować jako obojętne/zasadowe.

W celu zróżnicowania rozkładu cech podstawowych właściwości funkcjonalnych dla badanych pyłów, określono współczynnik zmienności (tab. 2).

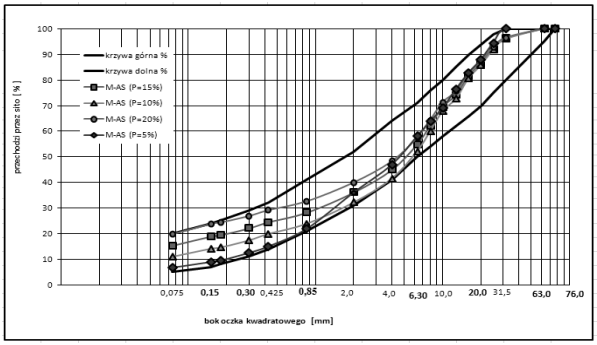
Tablica 2. Współczynnik zmienności określony dla właściwości funkcjonalnych

RODZAJ PYŁU	RODZAJ BADAŃ	V [%]	RODZAJ PYŁU	RODZAJ BADAŃ	V [%]
Gabro (G)	P_W	0,4	Kwarcytowe (K)	P_W	0,6
	MB_F	8,2		MB_F	5,4
	AV_R	0,4		AV_R	0,5
	BN	1,02		BN	0,92
	pH	4,7		pH	4,1

Na podstawie dokonanej analizy współczynnika zmienności (tab. 2) właściwości funkcjonalnych pyłów mineralnych, można stwierdzić, że zmienność dla określanych właściwości pyłów jest na podobnym poziomie w związku z tym można dokonać ich porównania.

3. PROJEKT RECYKLOWANEJ MIESZANKI

Projekt recyklowanej mieszanki mineralnej w technologii recyklingu głębokiego na zimno obejmował ustalenie optymalnej krzywej uziarnienia przy różnych zawartościach pyłów mineralnych w mieszance w ilościach 5%, 10%, 15% oraz 20%. Technologia recyklingu głębokiego na zimno z asfaltem spienionym dopuszcza stosowanie frakcji drobnej w liści od 5% do 20% na sicie 0,075 mm. Zakładano, dla celów porównawczych, że krzywa uziarnienia nie może zmieniać swojego przebiegu w górnej części uziarnienia. Składnikiem bazowym w recyklowanych mieszankach (nie zmieniającym swojego udziału procentowego) był destrukt bitumiczny. W celu uzyskania krzywej o podobnym przebiegu korygowano udział procentowy kruszywa 0/31,5 oraz pyłów mineralnych. Przebieg uzyskanych krzywych uziarnienia dla badanych pyłów przedstawiono na rysunk 2. Ukształtowanie krzywych uziarnienia bez względu na rodzaj zastosowanych pyłów mineralnych, dla tych samych zawartości procentowych, jest identyczny (związane jest to z uziarnieniem materiałów mineralnych wykorzystanych do sporządzenia mieszanek oraz uziarnieniem pyłów mineralnych). Należy również zaznaczyć, że przebieg krzywych uziarnienia w górnej części jest jednakowy, jedynie w dolnej części ulega zmnienia, co związane jest z zastosowaniem różnej zawartości procentowej pyłów. Wraz ze wzrostem ilości dozowanych pyłów, krzywa uziarnienia zmienia swój przebieg, w przedziale sit # od 2,0 mm - 0,075 mm, ku górnej krzywej granicznego uziarnienia.



Rys. 2. Krzywe uziarnienia projektowanych mieszanek mineralnych w technologii asfaltu spienionego.

4. METODYKA BADAŃ ORAZ ANALIZA REZULTATÓW BADAŃ

Podstawowym celem badań było określenie wpływu ilości pyłów mineralnych w recyklowanej podbudowie na zmianę modułu sztywności sprężystej oraz ewentualne

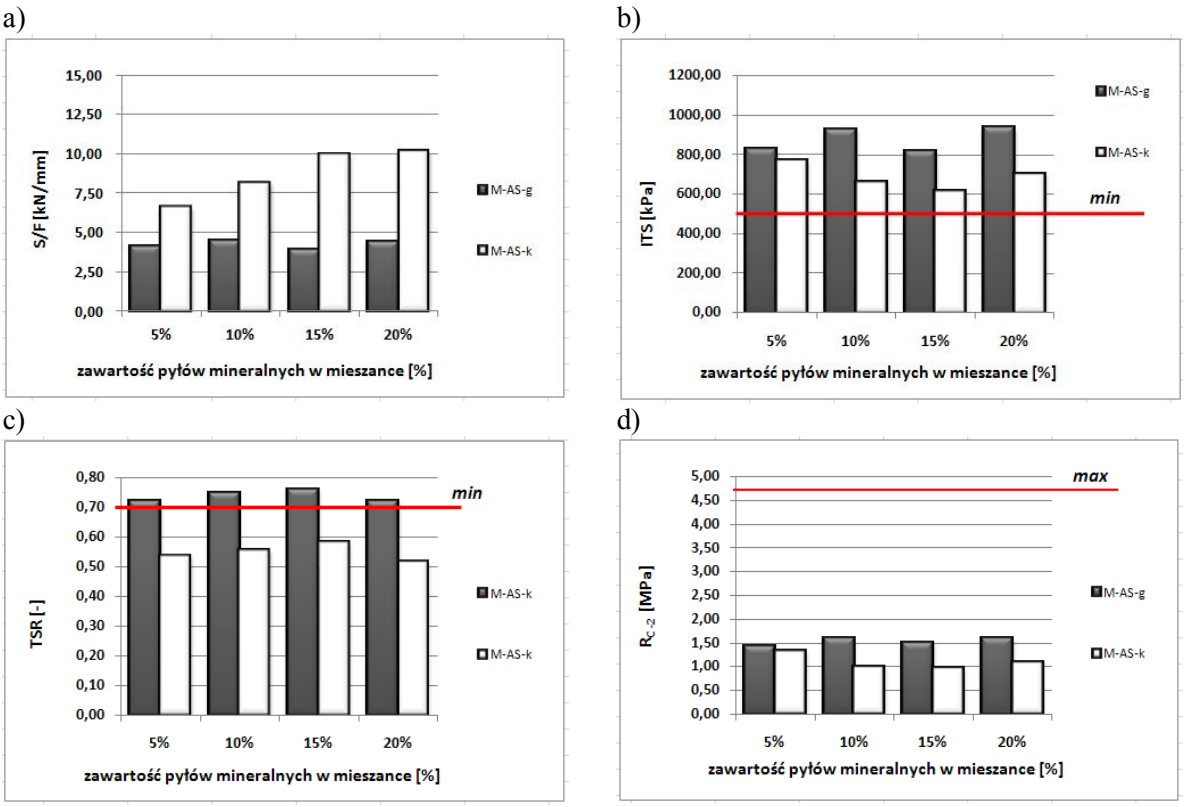
przesztywnieniem recyklowanej mieszanki oraz zmianę modułu w zależności od temperatur. Badania podzielono na dwa etapy.

Pierwszy etapie badań obejmował określenie podstawowych właściwości mechanicznych oraz ocenę odporności tego rodzaju podbudowy na działanie czynników klimatycznych jakie występują w Polsce. W celu wstępnego określenia przydatności technologii recyklingu głębokiego na zimno z asfaltem spienionym i pyłami mineralnymi.

Drugi etap badań obejmował oznaczenie zmiany modułu sztywności sprężystej w aspekcie ilości oraz rodzaju pyłów w recyklowanej podbudowie z asfaltem spienionym, wpływ temperatur na zmianę modułu (Sm)

4.1. Podstawowych właściwości recyklowanej podbudowy

W celu określenia podstawowych właściwości recyklowanej podbudowy wykonano następujące badania: sztywność wg Marshalla, wytrzymałość na pośrednie rozciąganie ITS, wskaźnik odporności na działanie wody TSR (Tensile Strenght Retain) zgodnie z wytycznymi [2] oraz określenie odporności na spękania niskotemperaturowe. Wyniki badań przedstawiono graficznie na (rys. 3)



Rys. 3. Wyniki podstawowych właściwości:
a) wskaźnik sztywności wg Marshalla, b) wytrzymałości na pośrednie rozciąganie, c) odporność na działanie wody, d) odporność na spękania niskotemperaturowe PANK 4302.

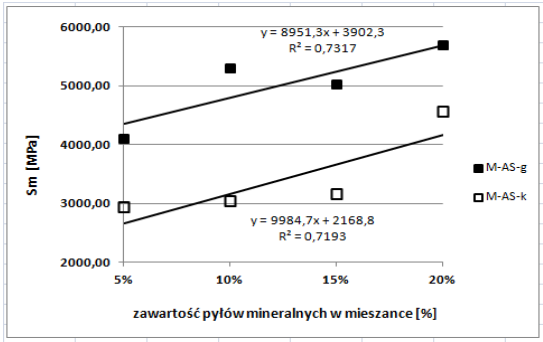
Analiza rezultatów badań przedstawionych na rysunku 3 pokazuje, że znaczący wpływ na parametry fizykomechaniczne recyklowanych mieszanek podbudowy ma rodzaj oraz ilość zastosowanego pyłu mineralnego w zależności od uzyskanego parametru. Oceniając parametry przedstawione na (rys. 3a) możemy zauważyć, że wskaźnik Marshalla uzależniony jest w znaczącym stopniu od rodzaju i ilości pyłów mineralnych. Wyższy wskaźnik S/F uzyskały mieszanki zawierające w swoim składzie pyły kwarcytowe, związane to może być z

większą zawartością frakcji pylastej (tab. 1) określonej przez MB_F co powodować może przesztywnieniem recyklowanej podbudowy zawierającej pyły kwarcytowe. Wpływ może mieć również fakt iż pyły te są materiałem o odczynie kwaśnym (tab. 1), które podczas procesu mieszania nie wystarczająco łącza się z pianą asfaltową i tworzą mastyksu o niewłaściwych parametrach (nadmierna ilość wolnego asfaltu), który odpowiada za lepko-sprężystą pracę podbudowy. Odwrotnie jest natomiast w przypadku pyłów gabrowych, których obojętno/zasadowe pH nie wpływa negatywnie na tworzenie mastyksu podczas procesu mieszania. Na podstawie wyników badań przedstawionych na (rys. 3a) można wnioskować, że recyklowana podbudowa będzie narażona na spękania gdyż sztywność S/F jest większa/zbliżona do ustalonej granicznej wartości 5kN/mm [9].

Odwrotną zależność zaobserwowano w przypadku badania parametru wytrzymałości na pośrednie rozciąganie ITS (rys. 1b). Większymi wartościami wytrzymałości charakteryzują się mieszanki zawierające w swoim składzie pyły gabrowe. Związane jest to z uzyskaniem odpowiedniego "usieciowana" recyklowanej podbudowy przez prawidłowe połączenie piany asfaltowej z pyłami mineralnymi. Maksymalną wartość ITS= 934,80 kPa uzyskano dla mieszanki zawierającej w swoim składzie 20% pyłów gabrowych. Oceniając kolejny parametr - odporności recyklowanej podbudowy na działanie wody (TSR), można stwierdzić iż wszystkie mieszanki mineralne zawierające w swoim składzie pyły gabrowe uzyskały wymaganą wartość odporności określoną na poziomie 0,70. Natomiast mieszanki na bazie pyłów kwarcytowych, nie są odporne na działanie wody. Jest to związane z ich kwaśnym odczynem, który powoduje szybszą degradację recyklowanej podbudowy. Oceniając ostatni parametr z etapu pierwszego - odporności na spękania niskotemperaturowe wg PANK 4302 [11], należy zauważyć, że żadna z badanych recyklowanych podbudów nie przekroczyła wartości granicznej wynoszącej 4,8MPa zgodnie z normą fińską. W zawiązku z tym można wnioskować, że podbudowa będzie odporna na spękania niskotemperaturowe w okresie zimy.

4.2. Wyniki badań modułu sztywności sprężystej dla recyklowanej mieszanki

Drugi etap badań obejmował określenie modułu sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu (Sm). Wyniki przedstawiono jako średnią wartość z serii 6 prób, zbadanych w temperaturze 20^{O}C. Wyniki badań przedstawiono graficznie na rysunku 4.



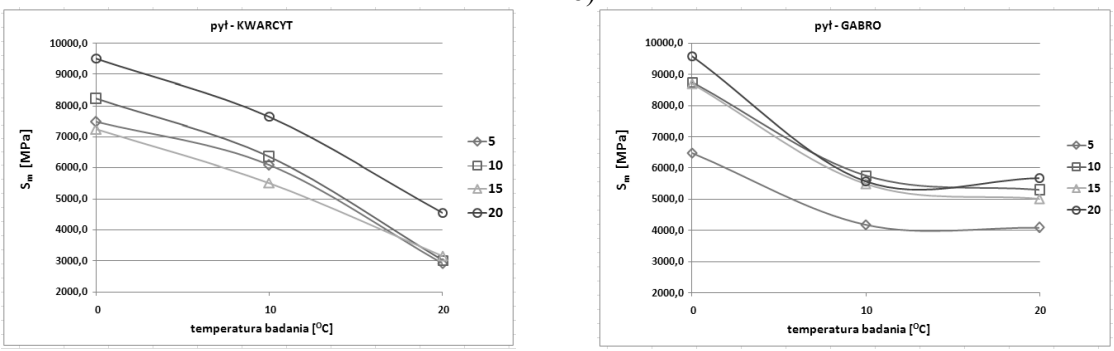
Rys. 4. Moduł sztywności sprężystej (IT-CY) dla recyklowanych podbudów.

Analizując uzyskane wyniki badań przedstawione na rysunku 4 można stwierdzić, że istotny wpływ na parametr (Sm) ma rodzaj oraz ilość pyłów w podbudowie z asfaltem spienionym. Wraz ze wzrostem ilości dozowanych pyłów wzrasta wartość modułu sztywności sprężystej, niezależnie od rodzaju zastosowanego pyłu, co obrazuje przebieg linii trendu przy podobnym poziomie zmienności wyników. Większymi parametrami modułu sztywności sprężystej charakteryzują się podbudowy z pyłami gabrowymi, odwrotnie do zaobserwowanych w etapie I badań (rys. 3a). Odwrotna zależność do wskaźnika Marshalla uzależniona jest tym,

że prawidłowo uzyskany, z połączenia piany asfaltowej oraz pyłów gabrowych, mastyks zapewnia lepko-sprężystą pracę podbudowy. Największą wartość modułu sprężystości Sm=5681 MPa uzyskano dla podbudowy z pyłami gabrowymi w ilości 20%. Najmniejszą wartością modułu sprężystości Sm= 2925 MPa charakteryzuje się podbudowa zawierająca pyły kwarcytowe w ilości 5%.

W celu oceny wpływu temperatury na wartość modułu sztywności sprężystej w pośrednim rozciąganiu wykonano badanie modułu w różnych temperaturach. Rezultaty badań przedstawiono na rysunku 5.

a) b)



Rys. 5. Wyniki badań modułu sztywności sprężystej z pyłami w aspekcie temperatury: a) recyklowana podbudowa z pyłami kwarcytowymi, b) recyklowana podbudowa z pyłami gabrowymi.

Analizując rezultaty badań można stwierdzić, że istotny wpływ na uzyskany wynik modułu sztywności sprężystej recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym ma ilość dozowanego pyłu do mieszanki mineralnej, rodzaj pyłu oraz temperatura badania.

Dokonując analizy uzyskanych rezultatów badań można stwierdzić, że maksymalne wartości modułu sztywności sprężystej dla podbudowy (niezależnie od rodzaju stosowanego pyłu) uzyskano przy koncentracji pyłów w ilości 20% oraz w temperaturze badania w 0^{O}C. Średnie wartości modułu sprężystości dla pyłów kwarcytowych oraz dla pyłów gabrowych są porównywalne i wynoszą odpowiednio Sm(k) =9515,3 MPa oraz Sm(g) =9597,7 MPa.

Brak zmiany modułu sztywności (rys. 5b) w przedziale temperaturowym 10^{O}C-20^{O}C wynika ze zjawiska adhezji pyłów i asfaltu spienionego. Prawidłowe połączenie pyłów i asfaltu spienionego wiąże się z małą ilością wolnego asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej, który przy obniżaniu temperatury powoduje wzrost modułu sztywności. Mała zawartość wolnego asfaltu w przypadku pyłów gabrowych, w początkowej fazie zmniejszania temperatury, nie wpływa na zmianę modułu sztywności.

5. WNIOSKI

Dokonując analizy wyników badań laboratoryjnych można sformułować następujące wnioski:

- recyklowane podbudowy zawierające w swoim składzie pyły kwarcytowe charakteryzują się większą sztywności określoną wg Marshalla,
- podbudowy zawierające w swoim składzie pyły gabrowe charakteryzują się większymi parametrami wytrzymałości na pośrednie rozciąganie w porównaniu do podbudów z pyłami kwarcytowymi,
- zastosowanie pyłów gabrowych powoduję, że recyklowana podbudowa jest odporna na działanie wody, natomiast podbudowy z pyłami kwarcytowymi nie są odporne na działanie wody,
- wzrost ilości pyłów w recyklowanej podbudowie w zakresie od 5% do 20% powoduje wzrost modułu sztywności sprężystej niezależnie od rodzaju stosowanego pyłu,

- recyklowane podbudowa z pyłami kwarcytowymi oraz gabrowymi jest odporna na spękania niskotemperaturowe,
- obniżenie temperatury powoduje wzrost wartości modułu sprężystości niezależnie od rodzaju badanej podbudowy z pyłami mineralnymi.

W artykule przedstawiono wyniki badań naukowych, które zostały wykonane w ramach realizacji projektu „Innowacyjne Środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju" współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Piśmiennictwo

[1] Grzybowski A., Stosowanie do betonów asfaltowych mączki mineralnej z układu odpylania otaczarki 8/1997. Drogownictwo 241-244.
[2] Wirtgen Cold Recycling Manual. Wirtgen GmbH, Windhagen, Germany 2006.
[3] Iwański M., Chomicz A., Przydatność do spieniania asfaltów drogowych stosowanych w Polsce. Drogownictwo 8/2006 s. 267-271
[4] Iwański M., Chomicz A., Właściwości recyklowanej podbudowy z asfaltem spienionym. Drogownictwo 9/2011, s. 271-277
[5] Grabowski W., Struktura a właściwości funkcjonalne wypełniaczy mineralnych stosowanych w drogownictwie. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2007.
[6] PN-EN 13043 „Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utrwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu".
[7] Grzybowski A., Kryteria oceny przydatności wypełniaczy do mieszanek mineralno-asfaltowych. Drogownictwo 1/2001 str. 25-28.
[8] PN-EN 13179-2. Badania kruszyw wypełniających stosowanych do mieszanek bitumicznych - Część 2: Liczba bitumiczna.
[9] Piłat J., Radziszewski P., Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, 2010.
[10] PN-EN 12697-26:2007 „Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco - Część 26: Sztywność"
[11] Iwański M.: „Wodo- i mrozoodporność betonu asfaltowego z kruszywem kwarcytowym", V Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe", Kielce, 11-12 maja 1999.

INFLUENCE OF MINERAL FINES ON RESILIENT MODULUS OF ELASTICITY OF SUB-BASE WITH FOAMED BITUMEN

Summary

The aim of the study was to evaluate the effect of temperature on changing resilient modulus of elasticity modulus of sub-base layer with foamed bitumen and mineral fines. The asphalt binder marked 85 N in the amount of 4.0% was used. The study covers determination of functional and structural properties of mineral fines from gabbro and quartzite. The next stage of work concerned a design of recycled foamed bitumen mixes with mineral fines in the amount of 5%, 10%, 15% and 20% by weight of mineral mix. The final result of the work demonstrated the influence of different types of fines and mineral fines on resilient modulus of elasticity in aspect of temperature. The tests were carried out by means indirect tensile methods (IT-CY). It was found that with increasing concentration of mineral fines in the sub-base there was an increase of resilient modulus of elasticity. On the other hand, an increase in temperature caused reduction of resilient modulus of elasticity.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Kazimierz JAMROZ[1]
Politechnika Gdańska

KONCEPCJA SYSTEMU ZARZĄDZANIA BEZPIECZEŃSTWEM RUCHU DROGOWEGO W POLSCE

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono koncepcję sytemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego złożonego z czterech podsystemów: instytucjonalnego, funkcjonalnego, profilaktyki i reagowania oraz zarządzania. Następnie opisano system zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego składającego się z: kadr, narzędzi oddziaływania, narzędzi wspomagania i metod zarządzania. Na tym tle przedstawiono propozycję budowy takiego systemu w Polsce.

SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo, ruch drogowy, zarządzanie, system

1. WSTĘP

Bezpieczeństwem można zarządzać tak jak każdą inną składową jakości systemu technicznego. W fazach rozwojowych polega ono na kształtowaniu, a w fazie eksploatacji na podtrzymywaniu zaakceptowanego poziomu ryzyka lub jego zmniejszaniu. Istnieje szeroka gama środków za pomocą, których możemy wpływać na poziom bezpieczeństwa. Można je podzielić na techniczne, prawno-administracyjne, organizacyjne, edukacyjne oraz naukowe. Rozróżnić można następujące działania zmierzające do ograniczenia strat: eliminacja zagrożeń stwarzanych przez system, przeciwdziałanie aktywizacji tych zagrożeń oraz przeciwdziałanie stratom, a także przeciwdziałanie stratom, gdy zagrożenie uległo aktywizacji.

Systemy o dużym znaczeniu dla życia ludzkiego i gospodarki narodowej, np. systemy transportowe, ze względu na specyfikę eksploatacji odznaczają się bardzo dużą niezawodnością, żywotnością i bezpieczeństwem. Warunki ich eksploatacji powodują, że nawet przy spełnianiu tych cech są one wyposażone w specjalne urządzenia zabezpieczające, wykorzystywane podczas wystąpienia szczególnych sytuacji w czasie realizacji zadań oraz w przypadku realnego zagrożenia bezpieczeństwa. Urządzenia te bywają nazywane systemami bezpieczeństwa. Stopień bezpieczeństwa zapewniany w danym systemie zależy od tego, jaką wagę przypisują projektanci, menadżerowie i operatorzy do tego zagadnienia. Prace konieczne dla właściwego podkreślenia znaczenia bezpieczeństwa systemów są często organizowane w formalne programy inżynierskie. Zadaniem takich programów jest możliwie wczesne rozpoznanie, ocena i kontrolowanie zagrożeń systemu w okresie jego użytkowania. Skuteczność takich programów jest bardzo ważna i opłacalna. Prace planowane w zakresie inżynierii systemów są prowadzone w pięciu fazach życia systemu: opracowanie koncepcji – wykonanie projektu – budowa obiektu – eksploatacja – likwidacja [9].

[1] kjamroz@pg.gda.pl

Skuteczna realizacja działań strategicznych na rzecz brd wymaga zorganizowania systemu bezpieczeństwa ruchu drogowego i zastosowanie nowoczesnych metod zarządzania bezpieczeństwem. W wielu dziedzinach istnieją unormowane procedury prowadzenia analizy, oceny i redukowania ryzyka. W zarządzaniu bezpieczeństwem ruchu drogowego nie ma powszechnych uregulowań dotyczących stosowania tej metody zarządzania bezpieczeństwem. Dotychczas dwa zagadnienia zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego zostały docenione i stały się przedmiotem uregulowań UE: zarządzanie ryzykiem w tunelach i zarządzanie bezpieczeństwem infrastruktury drogowej.

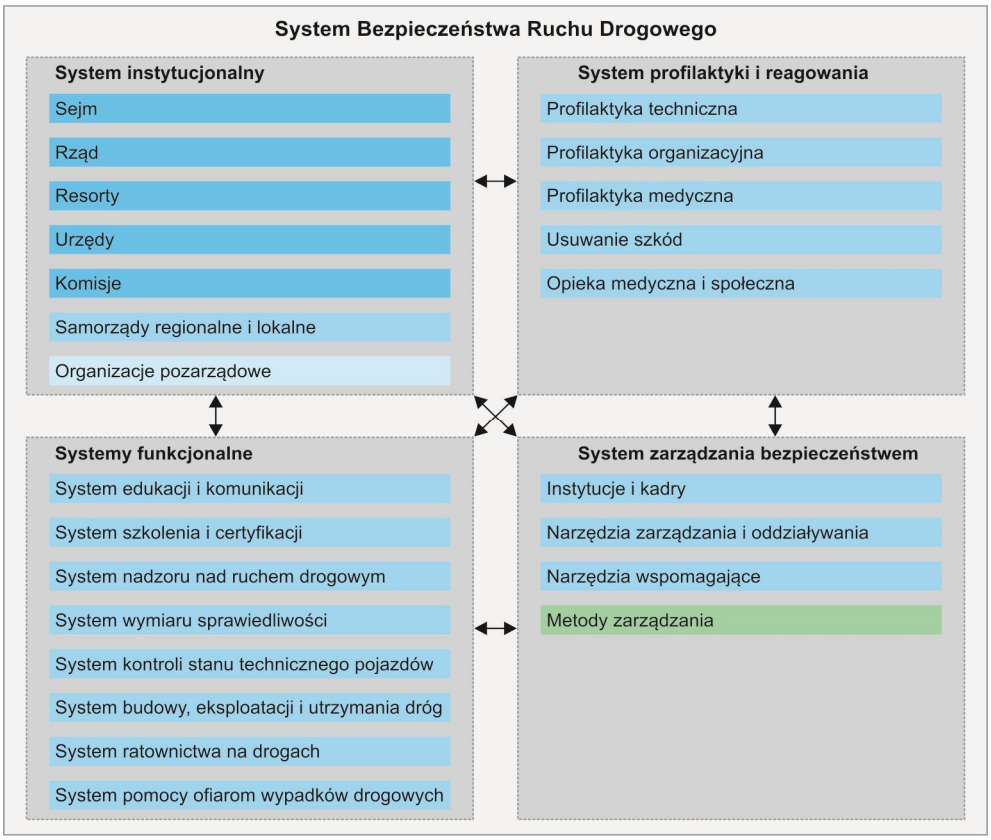
Istnieje zatem potrzeba opracowania, wzorem innych dziedzin techniki i gałęzi transportu, struktury i zasad funkcjonowania systemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego w Polsce.

2. SYSTEM BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO

System bezpieczeństwa ruchu drogowego, wychodząc z ogólnej definicji bezpieczeństwa systemu, można zdefiniować jako zbiór elementów społecznych (człowiek jako uczestnik ruchu i jego organizator), materialnych (infrastruktura drogowa, pojazdy, otoczenie drogi, systemy wspomagające jak nadzór policji i ratownictwo na drogach) i niematerialnych (strategie, metody, normy, procedury itp.) oraz zbiór relacji między tymi elementami (tworzącymi strukturę systemu jak instytucje, organizacje itp.) umożliwiających osiągnięcie celu funkcjonowania tego systemu. Celem działania systemu bezpieczeństwa ruchu drogowego jest utrzymanie bezpieczeństwa ruchu drogowego na jak najwyższym i jednocześnie racjonalnym poziomie. W szczególności zaś jest to zmniejszenie liczby kolizji i wypadków drogowych oraz strat osobowych, materialnych, środowiskowych i ekonomicznych ponoszonych w tych zdarzeniach.

Podstawą do budowy systemów bezpieczeństwa ruchu drogowego jest procesowe podejście do wypadku drogowego, gdzie zdefiniowane są poszczególne fazy i funkcje w procesie wypadku drogowego. Praktycznym rozwinięciem tej koncepcji jest podejście systemowe zaprezentowane w postaci modelu fazowego wypadków drogowych znaną pod nazwą „macierzy Haddona" [3]. Pierwszy wymiar macierzy stanowią fazy powstawania zdarzeń drogowych i szkód w tych zdarzeniach, natomiast drugi wymiar tej macierzy stanowią czynniki, które sprzyjają powstawaniu tych zdarzeń. Są to elementy systemu ruchu drogowego CPD tj. człowiek jako użytkownik drogi i uczestnik ruchu drogowego, pojazd, jego gabaryty, waga i energia (mechaniczna, cieplna itp.) transmitowana przez poruszający się pojazd oraz droga reprezentująca czynniki fizyczne (infrastruktura drogowa wraz z jej bezpośrednim otoczeniem) i czynniki środowiskowe związane z otoczeniem społecznym i organizacyjnym. Ta dziewięcio-elementowa macierz stanowiła podstawę teoretyczną do prowadzenia działań prewencyjnych w USA i wielu krajach [10]. Potem rozwinięto tę macierz dokładając czwartą kolumnę wydzielając czynniki: otoczenie fizyczne (drogę) i otoczenie (społeczne). Runyan [12] zaproponował trzeci wymiar tej macierzy obejmujący kryteria podejmowania decyzji przez decydentów stosujących działania prewencyjne: efektywność, koszty, swobodę itp.

Biorąc pod uwagę przedstawione podstawy teoretyczne oraz doświadczenia z budowy systemu bezpieczeństwa transportu uzyskane w ramach projektu ZSBT ZEUS [6], autor zaproponował koncepcję systemu bezpieczeństwa ruchu drogowego SBRD. Elementy składowe poszczególnych podsystemów przedstawiono schematycznie na rys. 1



Rys. 1 Schemat Systemu Bezpieczeństwem Ruchu Drogowego [4]

System ten składa się z wielu powiązanych z sobą elementów, do których należą:

1. system instytucjonalny kraju: instytucje i organizacje, w ramach których podejmowane są decyzje lub prowadzone działania istotne dla bezpieczeństwa ruchu drogowego,
2. systemy funkcjonalne: podsystemy funkcjonujące w kraju, których celem głównym lub jednym z celów szczegółowych jest poprawa bezpieczeństwa ruchu drogowego,
3. systemy profilaktyki i reagowania na potencjalne lub powstałe szkody spowodowane zdarzeniami niebezpiecznymi w ruchu drogowym,
4. system zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego.

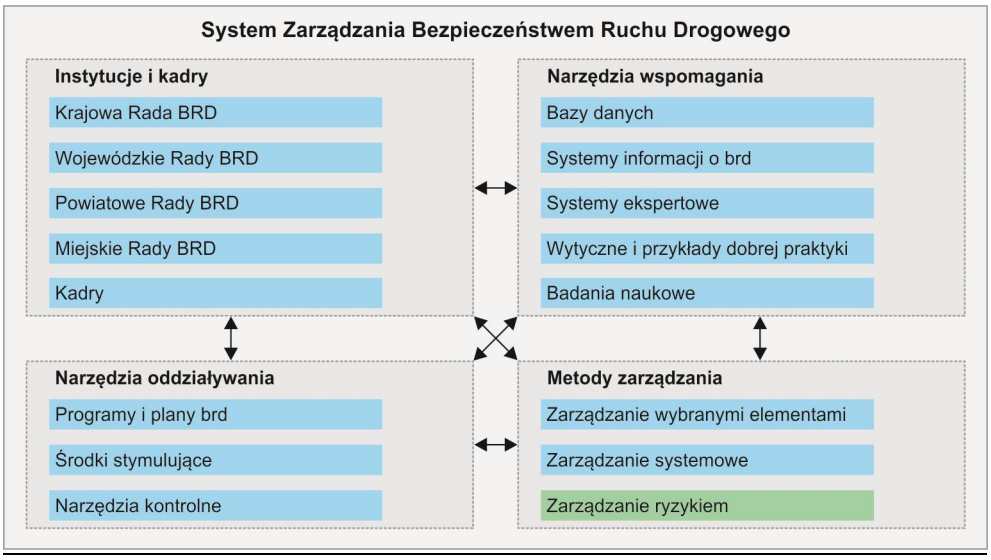
3. SYSTEM ZARZĄDZANIA BRD

System zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego SZBRD jest narzędziem wspierającym proces podejmowania decyzji odpowiedzialnych za umożliwianie użytkownikom dróg wykonanie bezpiecznych operacji (podróży), minimalizację pojawiania się zdarzeń niebezpiecznych i konsekwencji tych zdarzeń oraz upowszechnienie myślenia o bezpieczeństwie we wszystkich prowadzonych działaniach. Głównym celem funkcjonowania system zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego SBRD jest ochrona życia i zdrowia użytkowników dróg.

Na SZBRD składają się: struktury organizacyjne, kompetencje i ich doskonalenie (szkolenie kadry, doskonalenie przepisów), polityka w zakresie bezpieczeństwa (misja, wizja, strategia zawierająca cele ilościowe i jakościowe, zasady ich realizacji i kierunki działań), stosowanie procedur, metod i standardów, sporządzanie raportów, komunikowanie się (informacje i promocja), zapewnienie bezpieczeństwa (audyt, działania na rzecz brd). Podstawowymi zasadami stosowania procedur i metod są: reguły i zasady przyjęte w zarządzaniu ryzykiem, wielodyscyplinarność, ciągły proces usprawnień.

Z wielu przykładów SZBRD na uwagę zasługują dwa: system zaproponowany przez Bank Światowy i system zaproponowany w projekcie SafetyNET. Bank Światowy zaproponował system zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego złożony z trzech powiązanych z sobą elementów: instytucjonalne funkcje zarządzania, interwencje i efekty [1]. Jednym z wyników prac prowadzonych w ramach projektu SafetyNet jest koncepcja holistycznego systemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego w UE [13]. System ten jest kombinacją dwóch elementów: systemowego podejścia do planowania bezpieczeństwa ruchu drogowego i podziału odpowiedzialności pomiędzy różnych partnerów za wdrożenie tego podejścia. Systemowe podejście do planowania bezpieczeństwa ruchu drogowego bazuje na doświadczeniach OECD [11] oraz doświadczeniach z wdrażania szwedzkiego Programu Wizja Zero [14] i holenderskiego Programu Zrównoważone Bezpieczeństwo Ruchu Drogowego [15]. Dobrą stroną systemu zaproponowanego przez SafetyNet jest sprawdzona metodyka budowy programu bezpieczeństwa ruchu drogowego oraz podział odpowiedzialności pomiędzy poszczególnych partnerów, za jego przygotowanie i wdrażanie. Natomiast słabą stroną jest brak odpowiednich narzędzi do prognozowania miar i oceny poziomu bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Jednym z podstawowych elementów SBRD zaproponowanego przez autora niniejszej pracy jest System Zarządzania Bezpieczeństwem Ruchu Drogowego SZBRD. Istotnymi elementami tego systemu są (rys. 2) [4], [6]: instytucje i kadry, narzędzia oddziaływania na elementy systemu brd, narzędzia wspomagające działania systemu oraz metody zarządzania bezpieczeństwem.



Rys. 2 Schemat Systemu Zarządzania Bezpieczeństwem Ruchu Drogowego [4]

Instytucje i kadry. Zarządzanie bezpieczeństwem ruchu drogowego na poziomie krajowym rozproszone jest zwykle pomiędzy wiele organów i instytucji. Wyróżnić można trzy poziomy zarządzania: polityczny, menadżerski i inżynierski.

Na poziomie krajowym jest wiele przykładów skutecznie funkcjonujących centralnych instytucji działających na rzecz brd: Organizacja na Rzecz Bezpieczeństwa (NTF) w Szwecji, Zarząd Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego (NRSA) w Izraelu, czy Narodowa Administracja Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego (NHTSA) w USA, Agencja Transportu w Szwecji. Zaletami takich instytucji jest duża szybkość działania i klarowny system finansowania prowadzonych działań.

Narzędzia oddziaływania. Każda instytucja biorąca udział w systemie zarządzania powinna dysponować instrumentami, do których należą: programy i plany brd, środki stymulujące, narzędzia kontrolne. Doświadczenia krajów OECD wskazują, że istotną poprawę brd można

uzyskać przez prowadzenie kompleksowych i skoordynowanych działań, a podstawą sukcesu są dobrze przygotowane i konsekwentnie wdrażane programy brd. Prawidłowy proces poprawy brd powinien zaczynać się od dobrze skonstruowanego programu długofalowego (strategii brd) bazującego na długoterminowej wizji. Ocena skuteczności programów poprawy brd realizowanych w ciągu ostatnich lat w krajach OECD wskazuje, że najbardziej efektywnym podejściem są programy celowe zorientowane na jasno, liczbowo określone cele i zawierające zdefiniowane środki poprawy, zestaw partnerów podejmujących się realizacji celów oraz źródła finansowania. Aby dobrze sformułować cele, trzeba mieć dobre narzędzia prognozowania miar bezpieczeństwa i oceny efektywności zaproponowanych działań strategicznych (interwencji). Przykładem takiego programu jest Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego w Polsce na lata 2005 – 2013 „GAMBIT 2005" [5], przyjęty do realizacji przez Radę Ministrów w roku 2005 i 2006. W programie zaadaptowano szwedzką „Wizję Zero" [14]. Wykorzystano przy tym podstawową macierz Haddona [3] uwzględniającą procesowe podejście do wypadku drogowego (fazy wypadku: przed, w trakcie i po) i czynniki sprzyjające jego powstaniu (człowiek, pojazd, infrastrukturę i środowisko). Programy takie przygotowano także dla wybranych województw, powiatów i miast, a także dla sieci dróg krajowych [8].

Narzędzia wspomagające. Są to różnego rodzaju narzędzia i metody wspomagające podejmowane decyzje. Do nich zaliczyć można: bazy danych, bazy wiedzy i systemy ekspertowe, systemy informacji o brd, systemy zarządzania brd, wytyczne i przykłady dobrej praktyki, badania naukowe. Jednym z warunków skutecznych i ekonomicznie efektywnych działań dla poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego jest dobra wiedza o złożonych mechanizmach powstawania zagrożeń w ruchu drogowym. Wymaga to ciągłych, interdyscyplinarnych badań naukowych. Ich kreowanie powinno nawiązywać do bieżących diagnoz problemowych oraz powinno odpowiadać na zapotrzebowanie instytucji i organizacji zaangażowanych w trudny proces poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Bardzo dobrym przykładem narzędzia wspomagającego projektowanie bezpiecznych dróg jest amerykański Podręcznik Bezpieczeństwa Dróg i program IHSD opracowane na podstawie wieloletnich badań prowadzonych na sieci drogowej USA. Obecnie w Polsce brak jest odpowiedniego do potrzeb zaplecza technicznego i merytorycznego do wspierania instytucji i organizacji działających na rzecz brd na poziomie regionalnym i lokalnym. Wiele z przyczyn i uwarunkowań zagrożeń brd ma charakter uniwersalny i jest przedmiotem badań naukowych w różnych krajach. Pełne wykorzystywanie wiedzy z zagranicznych badań, przy uwzględnieniu specyfiki krajowego ruchu, może przyczynić się do bardziej skutecznego i ekonomicznie efektywnego wdrażania różnych działań dla poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Przykładem takiego narzędzia jest Dyrektywa 2008/96/WE dotycząca zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej, której problemy z wdrażaniem przedstawiono w rozdz. 5.

Metody zarządzania bezpieczeństwem. Bezpieczeństwem ruchu drogowego można zarządzać podobnie jak wieloma innymi systemami technicznymi. W nowoczesnym podejściu do zarządzania bezpieczeństwem możemy wyróżnić kilka metod: zarządzanie tradycyjne, zarządzanie systemowe i zarządzanie ryzykiem.

Zarządzanie tradycyjne nastawione jest na poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego poprzez oddziaływanie na jeden z elementów systemu. Zarządzanie nakierowane na uczestnika ruchu drogowego w celu eliminowania błędów przez niego popełnianych, stosowane jest często przez policję. Zarządzanie kierowane na usprawnienia infrastruktury drogowej jest stosowane przez zarządy dróg i skupiają się zwykle na eliminowaniu lokalnych zagrożeń. Liczne opracowania wskazują, że prowadzenie zarządzania elementarnego, niezależnie przez różne instytucje nie daje oczekiwanych rezultatów.

Zarządzanie systemowe. Podejście systemowe do bezpieczeństwa ruchu drogowego rozpoczęto realizować w USA w latach 50-tych i w Chile na początku lat 90-tych. Idę tę rozwijano następnie w Szwecji (Wizja Zero), Holandii, Australii i Nowej Zelandii i wielu innych krajach. W tym podejściu zakłada się, że istotnie człowiek, jego umiejętności, percepcja, zdolności, sprawność oraz wytrzymałość organizmu są kluczowym elementem systemu transportu drogowego. Zarządzanie systemowe bezpieczeństwem ruchu drogowego obejmuje wszystkie fazy życia obiektu infrastruktury drogowej: planowanie, projektowanie, budowę, eksploatację i likwidację analizowanego obiektu. Realizuje ona następujące funkcje w procesie zarządzania, które są elementami składowymi programów brd:

- identyfikację problemów na podstawie analizy wypadków i innych danych,
- przyjęcie dalekosiężnej wizji i postawienie celu strategicznego,
- przygotowanie i dobór działań strategicznych,
- ocenę i monitorowanie realizacji programu, korekty programu.

Przykładem systemowego podejścia do zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego może być Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2008/96/WE z listopada 2008 r. dotycząca zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej na europejskiej sieci drogowej. Dyrektywa ta ustanawia i podaje zasady wdrożenia przez państwa członkowskie procedur dotyczących przeprowadzania ocen wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego, audytów bezpieczeństwa ruchu drogowego, zarządzania bezpieczeństwem sieci drogowej i kontroli bezpieczeństwa ruchu drogowego. Są to działania obejmujące tylko infrastrukturę drogową. Wadą zarządzania systemowego jest skupienie się głownie na celach ogólno społecznych, co zmarginalizowało role poszczególnych uczestników ruchu drogowego w poprawie bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Zarządzanie ryzykiem jest procesem polegającym na sformalizowanej analizie zagrożeń i ocenie ryzyka, w celu wybrania efektywnych działań umożliwiających jego eliminację lub zmniejszenie poniżej poziomu dopuszczalnego (akceptowanego). W zarządzaniu ryzykiem w inżynierii drogowej proponuje się sformalizowany i powtarzalny sposób postępowania integrujący w sobie fazę oceny ryzyka i fazę reagowania na ryzyko występujące na sieci dróg. Zadaniem tej metody jest ułatwienie, osobom zarządzającym siecią dróg, podejmowania racjonalnych decyzji dotyczących: bezpieczeństwa ruchu drogowego, bezpieczeństwa infrastruktury drogowej i innych strat ponoszonych w poszczególnych fazach życia obiektu drogowego. W klasycznych metodach zarządzania ryzykiem wyróżnić można dwie istotne fazy [4]:

- fazę oceny ryzyka,
- fazę reagowania na ryzyko.

Ocena ryzyka jest to proces analizowania i wyznaczania dopuszczalnego ryzyka z uwzględnieniem przyjętych standardów jego akceptacji. W ujęciu klasycznym ocena ryzyka składa się z analizy ryzyka i wartościowania ryzyka. Analiza ryzyka składa się z kilku istotnych zadań do których należy: określenie kontekstu analizy, identyfikacja źródeł zagrożeń, oszacowanie miar ryzyka. W ramach Programu EuroRAP prowadzona jest w Polsce ocena ryzyka infrastruktury drogowej. Wyniki tej oceny prezentowane są na stronie internetowej www.eurorap.pl [2].

Reagowanie na ryzyko jest kolejnym i bardzo istotnym etapem zarządzania ryzykiem, jest to zbiór metod, narzędzi, procedur i procesów, które mają na celu zmianę potencjalnego ryzyka w organizacji, instytucji, przedsiębiorstwie. Celem zarządzania ryzykiem jest ograniczenie rozmiarów szkód, które może ono spowodować. Kluczem do zarządzania ryzykiem jest decydowanie, których rodzajów ryzyka należy unikać, które przenosić, które redukować, a które akceptować. Reagowanie na ryzyko obejmuje trzy istotne fazy zarządzania ryzykiem: postępowanie wobec ryzyka, monitorowanie ryzyka i komunikowanie o ryzyku [4].

4. ZASADY BUDOWY SYSTEMU ZARZĄDZANIA BRD

Wybór interwencji (działań zmniejszających poziom ryzyka), umożliwiających redukowanie poziomu ryzyka, należy do najważniejszych zadań w etapie postępowania wobec ryzyka. Jest to działanie analityczne, w którym dobiera się planowane interwencje tak, aby po ich zastosowaniu uzyskać przyjęty poziom ryzyka (tolerowany lub dopuszczalny). Dobór interwencji powinien być tak prowadzony, aby możliwe było oddziaływanie, na składniki procesu zarządzania bezpieczeństwem w inżynierii drogowej. Składniki te dotyczą działań podejmowanych w procesie planowania, projektowania, budowy i eksploatacji sieci dróg i urządzeń infrastruktury drogowej. Podejmowane interwencje powinny posiadać trzy podstawowe cechy i być:

- skuteczne, tzn. umożliwiać redukowanie ryzyka poniżej przyjętego poziomu,
- efektywne ekonomicznie, tzn. że uzyskane efekty ekonomiczne powinny przewyższać nakłady, które trzeba będzie ponieść e przypadku ich zastosowania,
- wykonalne, tzn. możliwe do zrealizowania w sposób racjonalny.

W opracowaniu i realizacji działań strategicznych należy uwzględnić: koncepcję „głębokiej obrony" (podejmowanie działań na różnych poziomach zarządzania kraju) do budowy systemu bezpieczeństwa ruchu drogowego, koncepcję „trzech ER" (rozwój bezpiecznej infrastruktury drogowej, wdrożenia zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego oraz wdrażanie kultury bezpieczeństwa) oraz zasadę 6E (edukacja, zachęcanie, nadzór, inżynieria, ratownictwo, ekonomia) do zintegrowanego podejścia do wyboru i realizacji działań strategicznych.

Koncepcja „głębokiej obrony" lub obrony w głąb zawiera szereg łańcuchów (warstw) zawierających zabezpieczenia fizyczne, techniczne, proceduralne i organizacyjne, które zaprojektowane i zastosowane dla analizowanego systemu znacznie poprawiają jego bezpieczeństwo. Podstawową funkcją takiego systemu jest ograniczenie częstości występowania zdarzeń niebezpiecznych, a w razie ich wystąpienia ograniczenia ich skutków. Współczesne, złożone obiekty techniczne wysokiego ryzyka (np. elektrownie jądrowe) zawierają system zabezpieczeniowy składający się z wielu warstw, od warstw wpływających bezpośrednio na ochronę analizowanego obiektu w miejscu jego występowania do warstw zewnętrznych ograniczających wpływ czynników powstających poza obszarem analizowanego obiektu [8]. W przypadku wypadków drogowych warstwy najgłębsze sięgają do decyzji podejmowanych przez Parlament (w postaci dokumentów legislacyjnych) i decyzji podejmowanych przez Rząd (w postaci rozporządzeń, przyznawanych środków finansowych itp.). Decyzje podejmowane na poziomie strategicznym mają szeroki zasięg i ważą bardzo mocno. Najniższą warstwę stanowią decyzje i zabezpieczenia poszczególnych uczestników ruchu na poziomie lokalnym.

Koncepcja „trzech ER" umożliwia charakterystykę prowadzonych działań w ujęciu kompleksowym. Wspomniane trzy ery to: działania infrastrukturalne i standardy bezpieczeństwa (era 1), systemy zarządzania bezpieczeństwem (era 2) i kultura bezpieczeństwa (era 3). Koncepcje tą zastosowano w roku 2008 dla opisu działań zmierzających do poprawy bezpieczeństwa lotnictwa, przemysłowego, energetycznego i wojskowego. Koncepcję tą zastosowano przy tworzeniu strategii bezpieczeństwa ruchu drogowego na drogach krajowych w Polsce [8]. Wykorzystując tą koncepcję można scharakteryzować i prowadzić działania na rzecz poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego, przy założeniu, że działania przypisane poszczególnym erom nie będą stosowane oddzielnie, ale każda kolejna era stanowi uzupełnienie i rozwinięcie poprzedniej.

Zasada „sześć E" umożliwia charakterystykę i dobór proponowanych działań w ujęciu kompleksowym. Jakość infrastruktury drogowej jest jednym z decydujących czynników wpływających na bezpieczeństwo ruchu drogowego. Jednak same inwestycje drogowe bez odpowiedniego wsparcia działaniami związanymi z innymi obszarami systemu brd (działania organizacyjne, edukacja, kontrola i nadzór ruchu, ratownictwo), nie przyniosą zdecydowanej poprawy stanu brd w Polsce. Tylko systemowe wdrażanie zadań ze wszystkich obszarów przyniesie

zakładany cel, czyli zmniejszenie liczby ofiar na polskich drogach. Zatem zasada „sześć E" to zintegrowane działania obejmujące:

- edukowanie *(education):* uświadamianie zagrożeń, informowanie o ryzyku i sposobach radzenia sobie w sytuacjach zagrożenia, a także ocenie i zarządzaniu zagrożeniem,
- zachęcanie *(encouragement)* do zmiany zachowań, pomoc w radzeniu sobie z zagrożeniem i potencjalnymi katastrofami,
- nadzór nad ruchem drogowym *(enforcenement):* prowadzenie działań prewencyjnych i kontrolnych (represyjnych) wśród uczestników ruchu drogowego,
- działania inżynieryjne *(engineering):* budowa i przebudowa dróg, zmiana standardów bezpieczeństwa infrastruktury drogowej, bezpieczne pojazdy,
- ratownictwo drogowe *(emergency):* ratowanie ofiar wypadków drogowych, pomoc ofiarom wypadków.

5. WDRAŻANIE SYSTEMU ZARZĄDZANIA BEZPIECZEŃSTWEM INFRASTRUKTURY DROGOWEJ W POLSCE

Jednym z elementów zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego jest zarządzanie bezpieczeństwem infrastruktury drogowej definiowane jako stosowanie w planowaniu, projektowaniu, budowie i użytkowaniu infrastruktury drogowej procedur polegających na systematycznej identyfikacji zagrożeń na drodze, szacowaniu ich ewentualnych skutków dla uczestników ruchu drogowego oraz stosowaniu działań eliminujących zidentyfikowane zagrożenia lub zmniejszających skutki ich występowania mierzone liczbą wypadków, liczbą ofiar rannych i śmiertelnych w wypadkach oraz kosztów wypadków drogowych .

Dobrze zorganizowany system zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej, wyposażony w odpowiednie struktury i procedury może przyczynić się do zwiększenia ochrony zdrowia i życia w ruchu drogowym. Do tego mogą się przyczynić prawidłowo stosowane narzędzia do zarządzania bezpieczeństwem zalecane do stosowania w każdym kraju członkowskim Dyrektywą Parlamentu Europejskiego i Rady 2008/96/WE. Zaproponowana tam procedura obejmuje: ocenę wpływu na brd, audyt brd, zarządzanie bezpieczeństwem istniejącej sieci drogowej, kontrolę bezpieczeństwa istniejących dróg.

Ocena wpływu planowanej drogi na bezpieczeństwo ruchu drogowego (ocena wpływu na brd) jest to strategiczna analiza wpływu wariantów planowanej drogi na poziom bezpieczeństwa ruchu drogowego w sieci dróg publicznych znajdujących się w obszarze oddziaływania planowanej drogi. Celem wykonywania oceny wpływu na brd jest ustalenie rankingu wariantów planowanej drogi uwzględniającego ich wpływ na bezpieczeństwo ruchu w sieci dróg na obszarze wpływu. Ocena wpływu na brd powinna stanowić podstawę do odrzucenia z dalszych stadiów projektowych wariantów planowanej drogi nie spełniających podstawowych standardów bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Audyt bezpieczeństwa ruchu drogowego (audyt brd) oznacza niezależną, szczegółową, systematyczną i techniczną ocenę pod względem bezpieczeństwa cech konstrukcyjnych projektu infrastruktury drogowej, obejmującą wszystkie etapy od projektowania do początkowej fazy użytkowania. Audyty brd stanowią integralną część procesu projektowania infrastruktury na etapie wykonywania koncepcji, projektu budowlanego, przygotowania budowanej drogi do otwarcia oraz w początkowej fazie jej użytkowania. Celem audytu brd jest eliminowanie z dokumentacji projektowych, realizowanych i eksploatowanych w początkowej fazie użytkowania obiektów drogowych rozwiązań, które mogą stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa wszystkich uczestników ruchu drogowego, a także zwiększenie uwagi na stosowanie bezpiecznych rozwiązań przez wszystkich uczestniczących w procesie planowania, projektowania, budowy i utrzymania dróg.

Zarządzanie bezpieczeństwem istniejącej sieci drogowej (zarządzanie bisd) jest to systematyczna i cyklicznie powtarzalna procedura polegająca na identyfikacji najbardziej niebezpiecznych

odcinków istniejącej sieci drogowej, ocenie zagrożeń na tych odcinkach, wyborze najbardziej skutecznych i efektywnych działań, monitorowaniu wprowadzonych działań i komunikowaniu uczestników ruchu o występujących zagrożeniach. Identyfikację najbardziej niebezpiecznych odcinków dróg przeprowadza się nie rzadziej niż raz na 3 lata na podstawie klasyfikacji odcinków dróg: o dużej koncentracji poważnych wypadków drogowych i o dużym potencjale redukcji kosztów wypadków drogowych.

Kontrola bezpieczeństwa istniejącej drogi (kontrola brd) oznacza zwykłą, okresową identyfikacje cech i usterek na istniejącej drodze stanowiących zagrożenie dla uczestników ruchu drogowego, które wymagają przeprowadzenia prac konserwacyjnych lub naprawczych. Kontrole te powinny być przeprowadzane przez zarządcę drogi na tyle często, żeby zagwarantować odpowiedni poziom bezpieczeństwa danej infrastruktury drogowej. Obejmują prowadzanie systematycznych kontroli organizacji ruchu i zabezpieczenia miejsc prowadzenia robót drogowych, także badania ewentualnego wpływu robót drogowych na bezpieczeństwo ruchu drogowego.

Biorąc pod uwagę przeprowadzone analizy można stwierdzić, że dobrze zorganizowany system bezpieczeństwa ruchu drogowego, wyposażony w odpowiednie struktury i procedury może przyczynić się do zwiększenia ochrony zdrowia i życia w ruchu drogowym. Do tego może przyczynić się każdy z omówionych elementów systemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego. W przypadku prawidłowego zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego na drogach znajdujących się w sieci TEN-T w Polsce można będzie zmniejszyć liczbę ofiar śmiertelnych i rannych o 30 – 40 %. Próba oceny wpływu poszczególnych elementów systemu zarządzania BRD na wspomnianą redukcję wygląda następująco:

1. Ocena wpływu na BRD (5 – 10 lat przed budową drogi) – zmniejszenie liczby ofiar wypadków drogowych o 10 – 25%,
2. Audyt BRD (łącznie wszystkie etapy) - zmniejszenie liczby ofiar wypadków 5 – 20%,
3. Zarządzanie BSD (okresowo) - zmniejszenie liczby ofiar wypadków 5 – 15%,
4. Kontrola BID (systematyczna) - zmniejszenie liczby ofiar wypadków 1 – 20%.

Należy zauważyć, że wyższe wartości liczbowe skuteczności uzyskuje się na drogach, dla których nie były wykonywane procedury zarządzania BRD na wcześniejszych etapach. Biorąc to pod uwagę należy:

1. Przygotować system organizacyjny i odpowiednie procedury do wdrożenia zintegrowanego systemu zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury na całej sieci dróg w Polsce. Przygotowaną przez Ministerstwo Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej i uchwaloną przez Sejm RP ustawę (o zmianie ustawy o drogach publicznych i innych ustaw) należy traktować jako początek budowy takiego systemu.
2. Istotnym elementem tego systemu są narzędzia służące do zarządzania bezpieczeństwem, które wymagają doskonalenia z uwzględnieniem wymagań standaryzacji, wyników badań naukowych i przykładów dobrej praktyki.

6. PODSUMOWANIE

Proces zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego, jest tak złożony, że wymaga zastosowania nowoczesnych narzędzi, które umożliwiłyby identyfikowanie zagrożeń uczestnika ruchu na drodze, oszacowanie poziomu i ocenę bezpieczeństwa infrastruktury drogowej oraz dobór działań umożliwiających podejmowanie skutecznych działań zorientowanych na poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego. Jednym z takich narzędzi mogą być metody bazujące na ryzyku. Ważną rolę odgrywają także narzędzia prognozowania zagrożeń w ruchu drogowym powodowanych przez różne rozwiązania infrastruktury drogowej.

Piśmiennictwo:

[1] Bliss T., Breen J.: Country Guidelines for the Conduct of Road Safety Management Capacity Reviews and Specification of Lesd Agency Reforms, Investment Strategies and Safe System Projects. World Bank Global, Road Safety Facility, Washington, USA 2009.
[2] FRIL: Bezpieczne drogi ratują życie. Atlas ryzyka na drogach krajowych w Polsce w latach 2007 - 2009. Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej, Gdańsk 2010. www.eurorap.pl
[3] Haddon W. A logical framework for categorizing highway safety phenomena and activity. Journal of Trauma 1972;12:193–207.
[4] Jamroz K.: Metoda Zarządzania Ryzykiem w Inżynierii Drogowej. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2011.
[5] Jamroz K., Gaca S., Dabrowska-Loranc M. i inni: Krajowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego na lata 2005-2007-2013 GAMBIT 2005. BRD 4/2005
[6] Jamroz K., Zarządzanie ryzykiem w ruchu drogowym. Rozdz. 3.2 w pracy zbiorowej pod red. R. Krystka pt.: Zintegrowany System Bezpieczeństwa Transportu, tom 2: Uwarunkowania rozwoju integracji systemów bezpieczeństwa transportu. WKŁ Warszawa 2009
[7] Jamroz K., Szymanek A. i inni: Integracja metod zarządzania ryzykiem w transporcie. Rozdz. 7 w pracy zbiorowej pod red. R. Krystka pt.: Zintegrowany System Bezpieczeństwa Transportu, tom 2: Uwarunkowania rozwoju integracji systemów bezpieczeństwa transportu. WKŁ Warszawa 2009
[8] Jamroz K., Gaca S., Gacparski J.: Program bezpieczeństwa ruchu na drogach krajowych do roku 2013. Drogownictwo 4-5, 2009, str. 126 - 133
[9] Kosmowski K.: Metodyka analizy ryzyka w zarządzaniu niezawodnością i bezpieczeństwem elektrowni jądrowych. Politechnika Gdańska, Monografie 33/2003
[10] Murray W., Newnam S., i inni: Evaluating and improving fleet safety in Australia. Department of Transport and Regional Services Australian Transport Safety Bureau. Road Safety Research Grant Report 2003.
[11] OECD Scientific Group: Targeted Road Safety Programmes. OECD Paris, 1994.
[12] Runyan C.: Introduction: Back to the Future—Revisiting Haddon's Conceptualization of Injury. Epidemiologic Reviews, vol. 25/2003 pp 60–64
[13] SafetyNet: Road Safety Management. EC, DGTE, Brussells 2009
[14] Tingvall C.: The Svedish "Vision Zero" and how parliamentary approval was obtained. Road Safety Research. Polocing. Educational Conference 1998 Wellington, New Zealand.
[15] Wegman F., Elsenar P.: Sustainable solution to improve road safety in the Netherlands. Leidschendam, Institute for Road Safety Research, Report SWOV D-97-9, 1997.

CONCEPT OF ROAD SAFETY SYSTEM IN POLAND

Summary

The paper presents a concept of a road safety management system consisting of four subsystems: institutional, functional, prevention and response and management. A system of road safety management consisting of: human resources, impact tools, support tools and management methods has been described. Against this background, a proposal to build such a system in Poland has been presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Janusz KAWECKI[1]
Krzysztof KOZIOŁ[2]
Krzysztof STYPUŁA[3]

PROGNOZOWANIE WPŁYWU DRGAŃ NA BUDYNKI I LUDZI W BUDYNKACH PRZY PROJEKTOWANIU DRÓG PRZECHODZĄCYCH PRZEZ MAŁE MIEJSCOWOŚCI

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono procedurę umożliwiającą prognozowanie oddziaływania na budynki i ludzi w budynkach drgań generowanych ruchem pojazdów na drogach przechodzących przez małe miejscowości. Opisano procedury uwzględniające sytuacje występujące podczas budowy oraz eksploatacji przejść drogowych. Podano wnioski wynikające z realizacji obszernego projektu badawczego rozwojowego nr R10 008 02 na temat: „Identyfikacja i prognozowanie zakresu oddziaływań środowiskowych ruchu pojazdów na przejściach dróg przez małe miejscowości".

SŁOWA KLUCZOWE: drgania komunikacyjne, prognozowanie drgań, wpływ drgań na budynki, wpływ drgań na ludzi.

1. ZAŁOŻENIA DOTYCZĄCE ŹRÓDEŁ DRGAŃ, DROGI PROPAGACJI ORAZ ODBIORNIKÓW DRGAŃ

Problem przedstawiony w niniejszym referacie rozwiązano przyjmując następujące założenia dotyczące źródeł drgań, drogi propagacji drgań oraz odbiorników tych drgań. W odniesieniu do źródeł drgań przewidziano dwie sytuacje objęte analizą: budowa drogi oraz eksploatacja drogi. W tym drugim przypadku założono, że prędkość pojazdów nie przekracza dopuszczalnej w terenie zabudowanym (50 km/h) z możliwością osiągania (sporadycznie) większych prędkości (do 70 km/h). W odniesieniu do drogi, po której poruszają się pojazdy nie wyróżnia się typu jej rozwiązania konstrukcyjnego zakładając, że: w jej konstrukcji nie występują specjalne warstwy izolacji wibracyjnej, stan nawierzchni jest przeciętny (tzn. nie jest to stan bezpośrednio po nałożeniu nowej warstwy jezdnej) i wystąpienie uszkodzeń jezdni traktowane jest jako krótkotrwale, może więc być uważane za oddziaływanie wyjątkowe (po jego wystąpieniu następuje naprawa).

W odniesieniu do drogi propagacji drgań zakłada się, że jest nią jednolite podłoże

[1] jkawec@pk.edu.pl
[2] koziol_k@poczta.fm
[3] kstypula@pk.edu.pl

gruntowe występujące między drogą a fundamentem budynku. W podłożu nie występują ekrany antywibracyjne, nie są też zastosowane inne środki techniczne prowadzące do znaczącej redukcji propagowanych drgań.

Zakłada się, uwzględniając warunki występujące przy przejściach dróg przez małe miejscowości, że obiektem odbierającym drgania są budynki niskie (do pięciu kondygnacji), murowane. W zabudowie mogą występować budynki o nadziemnej konstrukcji drewnianej albo wyższe od podanych, ale nie można wówczas w ocenianiu wpływu drgań na taki budynek korzystać z uproszczonych skal SWD opisanych w [1]. Wówczas należy przeprowadzać ocenę indywidualną z uwzględnieniem modelu obliczeniowego budynku, odpowiedniego do jego konstrukcji. Jeśli ocena dotyczy wpływu drgań na ludzi w budynkach, to zakłada się, że pomieszczenia w budynkach są pomieszczeniami mieszkalnymi.

Zagadnienie dotyczy istniejącej zabudowy, w otoczeniu której projektowana jest trasa drogi kołowej. Prognozowanie odnosi się do ocenienia – w fazie projektowania drogi - wpływu drgań generowanych podczas jej budowy i eksploatacji na istniejącą zabudowę i ludzi w budynkach. Odpowiada to sytuacji B (diagnoza z prognozą) według zestawienia sytuacji diagnostycznych i projektowych przedstawionego w [2].

2. POZYSKIWANIE DANYCH DO PROGNOZOWANIA

W procedurze prognozowania wpływów dynamicznych na obiekty odbierające drgania istotną rolę odgrywają dane o oddziaływaniu prognozowanego źródła drgań na otoczenie. W przypadku drgań pochodzenia komunikacyjnego albo wywołanych robotami drogowymi brak jest jeszcze ujęć modelowych, które pozwoliłyby na analityczne wyznaczenie prognozowanych parametrów drgań obiektu odbierającego drgania w zależności od wielkości charakteryzujących źródła drgań i drogę ich propagacji. W takich sytuacjach należy skorzystać z wyników pozyskanych podczas wcześniejszych pomiarów dynamicznych, które tworzą zbiór nazwany tu bazą danych pomiarowych (dalej w skrócie jako: BDP). Znajdują się w niej wyniki pomiarów i analiz pozyskane z opracowań diagnostycznych (sytuacje oznaczone jako A w [1]) zarówno w czasie budowy jak i eksploatacji dróg kołowych oraz wyniki badań wykonanych na specjalnych poligonach badawczych. W celu zapewnienia możliwości wykorzystania w prognozowaniu danych zawartych w BDP należy w opisie wibrogramów umieścić również informacje:

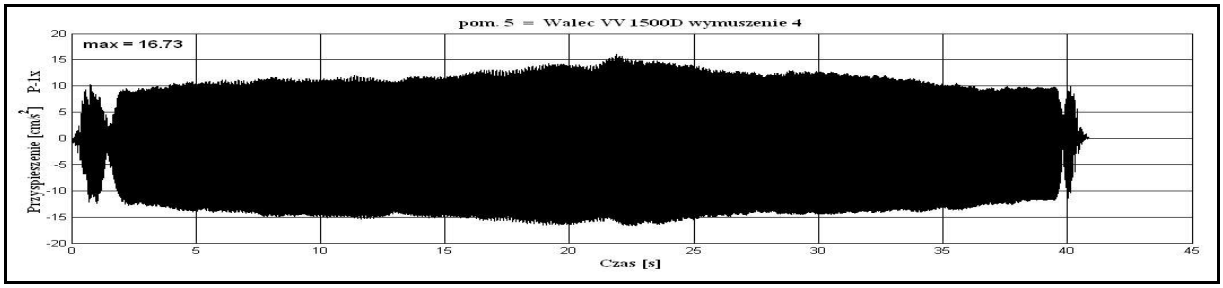
- o źródle drgań, którego oddziaływanie na obiekt było przedmiotem pomiaru,
- o drodze propagacji drgań od źródła do obiektu odbierającego drgania,
- o obiekcie odbierającym drgania i o jego stanie (technicznym),
- o przyjętym kryterium oceny wpływu drgań na obiekt odbierający drgania,
- o wyznaczonych (doświadczalnie) wartościach parametrów opisujących reakcję obiektu odbierającego drgania,
- o ocenie wpływu drgań na obiekt odbierający drgania (z wykorzystaniem przyjętego kryterium oceny).

W podanym wyżej ogólnym schemacie procedury diagnostycznej obiektem odbierającym drgania może być budynek, człowiek przebywający w budynku oraz urządzenie wrażliwe na drgania usytuowane w budynku. W odniesieniu do wszystkich trzech rodzajów obiektów odbierających drgania wymagane jest wyznaczenie wartości parametrów drgań budynku w charakterystycznych jego punktach. Wybór tych miejsc oraz parametrów drgań wynika bezpośrednio z zastosowanego kryterium oceny przyjętego w procedurze badawczej. Pomocne przy kształtowaniu tej procedury w odniesieniu do konkretnych obiektów są zapisy w odpowiednich normach (np. [3, 4, 5]). Podczas realizacji przywołanego we wstępie projektu badawczego rozwojowego powstał dość obszerny zbiór danych, który wraz z danymi wcześniej pozyskanymi przez autorów referatu tworzy dość obszerną BDP. W celu rozwiązania problemu ujętego w referacie skonstruowano oddzielnie BDP w odniesieniu do

każdego rodzaju działań dynamicznych (tzn. drgań generowanych podczas budowy oraz drgań generowanych podczas eksploatacji dróg).

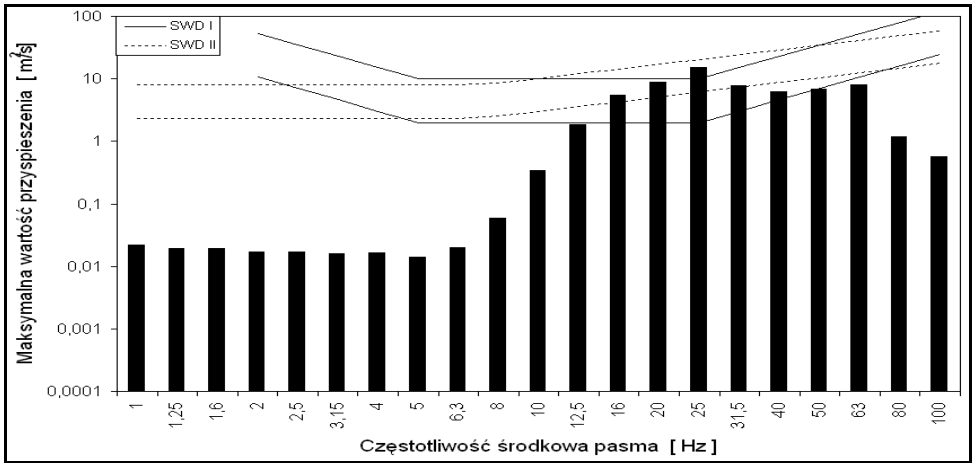
2.1. Kształtowanie BDP stosowanej w ocenie wpływu drgań generowanych podczas budowy drogi

Podczas budowy drogi jednym z głównych źródeł drgań są pracujące walce wibracyjne. Zbiór danych tworzących BDP stanowią wyniki uzyskane w pomiarach wykonywanych w celach diagnostycznych oraz przeprowadzonych na poligonach badawczych. W każdej z tych sytuacji pomiarowych rejestrowano drgania w punktach pomiarowych w różnych odległościach od drogi przejazdu walców, na fundamencie budynku. W wyniku otrzymywano wibrogramy, z których przykładowy podano na rysunku (rys. 1).



Rys. 1. Wibrogram uzyskany w punkcie pomiarowym na fundamencie budynku na poligonie A podczas pracy walca Stavostroj VV1500D odległości 15 m od budynku przy wzbudzeniu drgań o amplitudzie 2mm i częstotliwości 35Hz

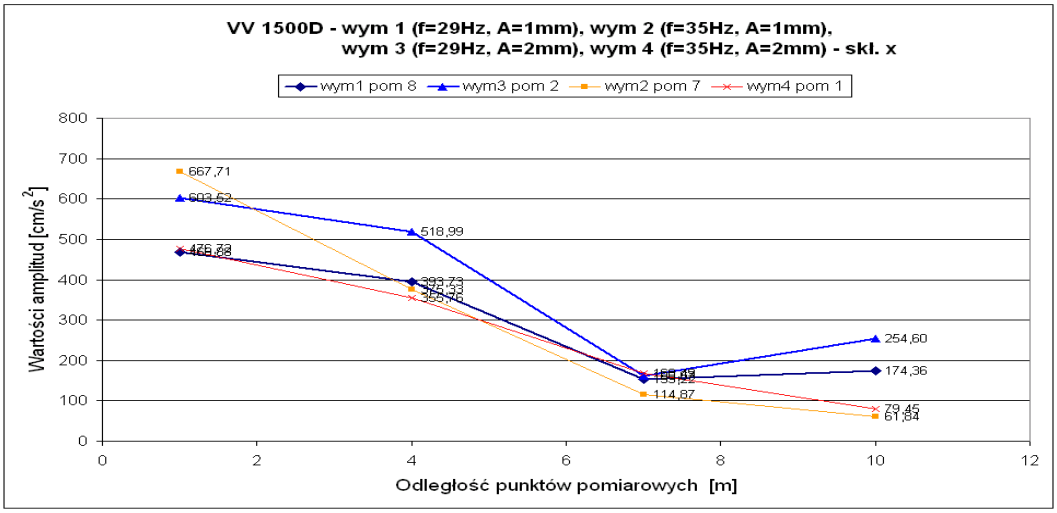
Wibrogramy tego typu poddawano analizie w pasmach 1/3-oktawowych. Otrzymywano w każdym paśmie wartość maksymalną przyspieszenia. Opracowanie wibrogramu z (rys. 1) podano na (rys. 2), na którym naniesiono również (w celu porównania) przyjęte kryterium oceny wpływu drgań na budynek murowany. W rozważanym przypadku naniesiono na rysunku kryterium oceny wyrażone za pomocą skal SWD-I (linie ciągłe) i SWD-II (linie kropkowane). Z danych zamieszczonych na (rys. 2) wynika, iż poziom zarejestrowanych drgań w przedziale częstotliwości 16–40 Hz sytuuje się w strefie drugiej wpływu drgań na budynek, a przy częstotliwości 25 Hz osiąga strefę trzecią w odniesieniu do bardziej wrażliwych na drgania budynków objętych oceną według skali SWD-I.



Rys. 2. Opracowanie wibrogramu z (rys. 1) w dziedzinie częstotliwości na tle linii rozdzielającej strefy wpływu drgań według skal SWD-I oraz SWD-II (por. [2]).

Podczas wielu badań uzyskiwano również informacje o redukcji drgań generowanych pracą walców wynikającej ze zwiększenia odległości walca od budynku. Przykładowe wyniki uzyskane na poligonie A podczas przejazdu walca Stavostroj VV1500D przy różnych

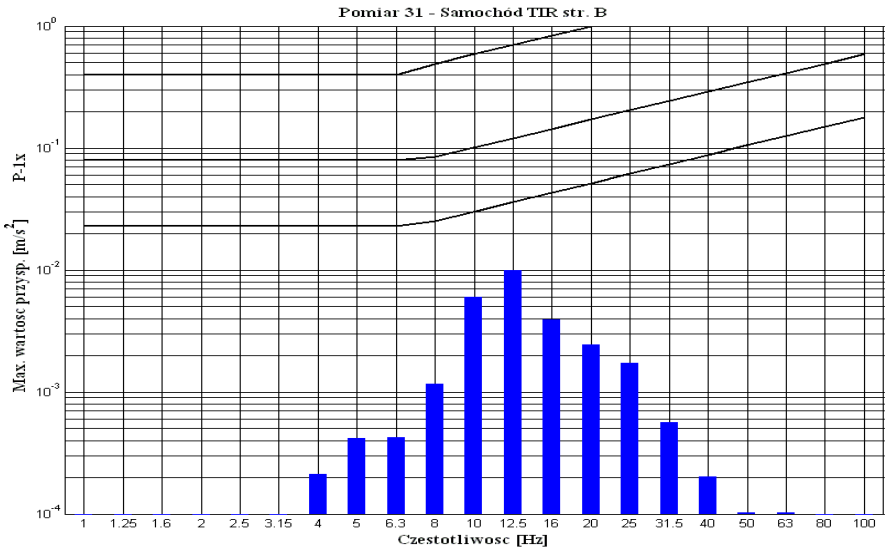
parametrach wzbudzania drgań podano na (rys. 3). W opisywanym przypadku podłoże między źródłem drgań a budynkiem było uwarstwione. Wystąpiły więc lokalne wzmocnienia drgań.



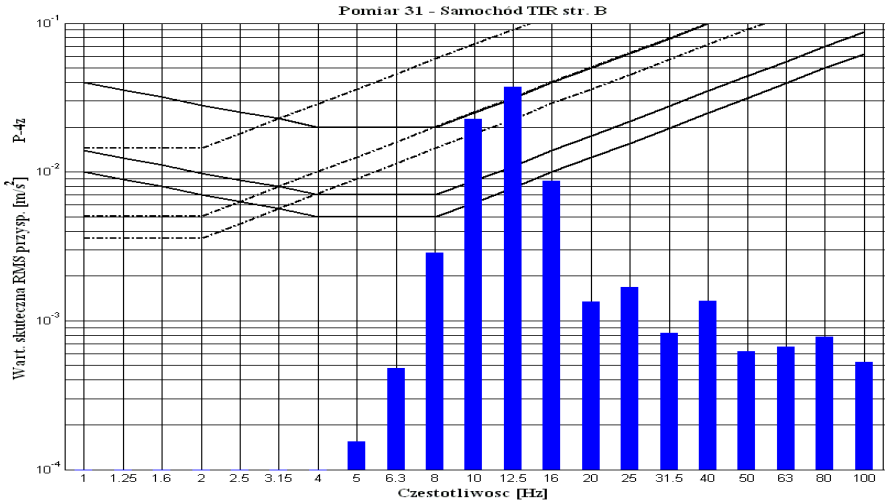
Rys. 3. Redukcja drgań ze wzrostem odległości walca od budynku przy podłożu niejednorodnym

2.2. Kształtowanie BDP stosowanej w ocenie wpływu drgań generowanych podczas eksploatacji drogi

Podczas wielu pomiarów przeprowadzanych w celach diagnostycznych można było uzyskać interesujące zbiory danych, umożliwiające dokonywanie porównań wpływu różnych czynników na drgania docierające do obiektu je odbierającego. Tak było np. w badaniach diagnostycznych pewnego budynku mieszkalnego, piętrowego, podpiwniczonego o wymiarach w rzucie 9x10m. Płytowe stropy tego budynku wykonano jako żelbetowe. Interesujące było to, iż podczas pomiarów pozyskano do BDP wyniki na tym samym obiekcie przy różnym stanie nawierzchni drogi. Stan nawierzchni na pasie dalszym od budynku (pas B) był gorszy niż na pasie bliższym (pas A). Oddziaływanie na budynek i ludzi w budynku ciężkich samochodów przejeżdżających po pasie dalszym (pas o gorszej nawierzchni) było znacząco większe niż wywołane przejazdem pojazdów po pasie bliższym (pas o lepszym stanie nawierzchni). Drgania o największych parametrach wywołane były przejazdami samochodów TIR. Do oceny wpływu drgań na ludzi brano pod uwagę kryteria odniesione do wartości skutecznych (RMS) przyspieszenia drgań (por. [4, 5]). Poniżej podano wyniki analizy wibrogramów zarejestrowanych na ścianie piwnicznej budynku (rys. 4) oraz na stropie parteru (rys.5) wykorzystane w ocenie diagnostycznej wpływu drgań na konstrukcję budynku i na ludzi w nim przebywających.



Rys. 4. Wyniki analizy wibrogramu (drgania w kierunku poziomym x, punktu na ścianie piwnicznej) wykorzystanego do oceny wpływu drgań komunikacyjnych na budynek według skali SWD-II;liniami ciągłymi zaznaczono granice stref według [3].



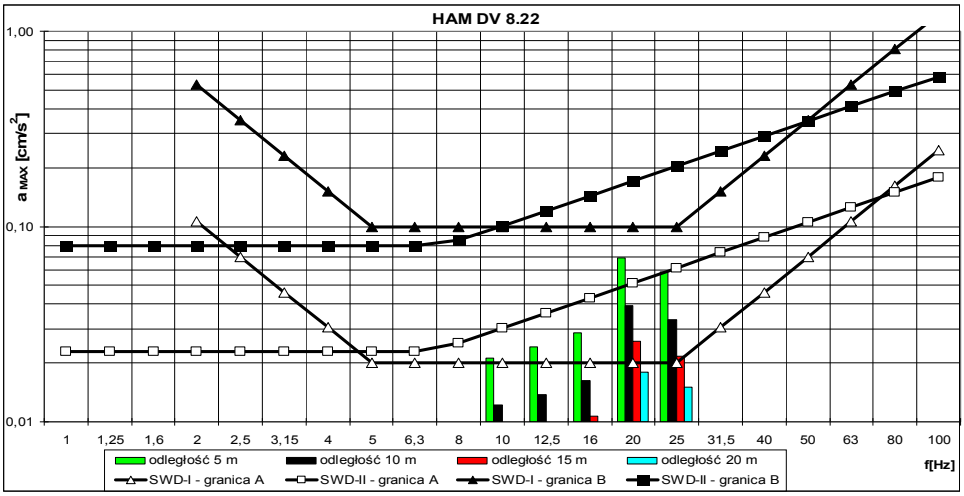
Rys. 5. Wyniki analizy wibrogramu drgań pionowych posadzki stropu na parterze wykorzystanego do oceny wpływu drgań na ludzi w budynku; zaznaczono – zgodnie z [4, 5] - linie progu odczuwalności drgań odbieranych przez człowieka w dzień (najniżej położona linia ciągła) oraz w nocy (najniżej położona linia przerywana).

3. NAJWAŻNIEJSZE ELEMENTY PROCEDURY PROGNOZOWANIA WPŁYWU NA BUDYNKI I LUDZI W BUDYNKACH DRGAŃ GENEROWANYCH PODCZAS BUDOWY I EKSPLOATACJI DROGI

3.1. Drgania generowane podczas budowy drogi

Rozpatrywane są sytuacje, w których założona zastała trasa projektowanej drogi i znane jest usytuowanie względem niej istniejących budynków. Biorąc pod uwagę odległości kolejnych budynków od drogi, charakterystykę podłoża między drogą a budynkami oraz konstrukcję budynków można z BDP wybrać wibrogramy, które pozyskano w warunkach najbardziej zbliżonych do rozważanych w prognozowaniu. Zadaniem prognozowania odnoszącego się do budowy drogi jest określenie typu walca wibracyjnego oraz warunków

jego pracy (parametry wibracyjne, najmniejsza odległość od zabudowy) zapewniających minimalizację wpływu na obiekty odbierające drgania. Na (rys. 6) podano przykładowe wyniki analizy drgań pod kątem możliwości zastosowania przy budowie drogi walca wibracyjnego Hamm DV 8.22. W otoczeniu drogi znajdują się budynki, z których część może być zakwalifikowana do objętych oceną według skali SWD-II, inne zaś – według skali SWD-II. Na (rys. 6) naniesiono więc linie rozgraniczające strefy wpływów dynamicznych na budynki. Z informacji zawartych na tym rysunku można ocenić w jakiej odległości od budynku może pracować walec Hamm DV 8.22, aby drgania generowane podczas jego pracy były nieodczuwalne przez budynek (parametry opisujące poszczególne słupki powinny znajdować się poniżej najniżej położonej linii odpowiadającej danej skali).



Rys. 6. Analiza wpływu na konstrukcję budynków objętych skalami SWD-1 i SWD-2 drgań generowanych podczas pracy walca Hamm DV 8.22 w zależności od odległości od budynku.

3.2. Drgania generowane podczas eksploatacji drogi

Proponowana procedura prognozowania wpływu drgań komunikacyjnych na zabudowę uwzględnia takie elementy jak:

- - wybranie z BDP wibrogramów modelowych drgań poziomych fundamentu budynku odpowiadających planowanym według założeń projektowych warunkom ruchowo-drogowym,
- - wyznaczenie wibrogramów pochodnych, które uwzględniają redukcję drgań wraz ze wzrostem odległości istniejącego budynku od pasa projektowanej jezdni (przy jednorodnym podłożu można skorzystać ze wzoru Golicyna),
- - wykonanie - w odniesieniu do każdego z wibrogramów pochodnych - analizy w pasmach 1/3-oktawowych i uzyskanie w każdym paśmie odpowiadającej mu wartości maksymalnego przyspieszenia drgań,
- - naniesienie otrzymanych w poprzednim kroku wyników na układ linii odpowiadających skalom SWD, w odniesieniu do poszczególnych budynków (które objęte są zakresem stosowania skal SWD) i na tej podstawie wykonanie oceny wpływu prognozowanych drgań na konstrukcję tych budynków,
- - zbudowanie modeli obliczeniowych (np. MES) w odniesieniu do budynków, które nie są objęte zakresem stosowania skal SWD i uwzględnienie działania na te modele wymuszenia kinematycznego opisanego odpowiednim wibrogramem, w wyniku czego wyznaczone zostaną siły przekrojowe oraz naprężenia wywołane prognozowanym wymuszeniem kinematycznym te zaś posłużą do oceny wpływu prognozowanych drgań na budynki.

4. WERYFIKACJA PROCEDURY PROGNOZOWANIA

Wprowadzono wskaźnik WOD (wskaźnik odczuwalności drgań), który wraz z informacją o częstotliwości drgań odpowiadającej dominującemu pasmu częstotliwości w strukturze wibrogramu pozwala na prostą ocenę weryfikacji procedury prognozowania. WOD wyraża stosunek wartości maksymalnej lub wartości skutecznej RMS przyspieszenia drgań odpowiadającej temu pasmu do wartości odpowiadającej linii A (przy korzystaniu ze skali SWD) albo linii progu odczuwalności drgań (przy ocenie wpływu drgań na ludzi w budynkach). Podczas realizacji projektu badawczego rozwojowego przywołanego na początku referatu przeprowadzono prognozowanie wpływu drgań komunikacyjnych na różne budynki i ludzi w nich przebywających. Następnie, po zrealizowaniu dróg, wykonano odpowiednie diagnozy. Przykładowe wyniki odpowiadające tym sytuacjom zestawiono w (tabl. 1).

Tablica 1. Wyniki porównania parametrów WOD wyznaczonych na podstawie procedury prognozowania oraz pomiarów, po zrealizowaniu drogi odnoszące się do wpływu drgań na konstrukcję budynków murowanych.

Nr budynku	**Warunki pomierzone**		**Warunki prognozowane**	
	WOD	f[Hz]	WOD	f[Hz]
8	1,57	10	2,85	10
11	3,01	10	5,77	10
16	0,51	20	0,66	20
17	0,38	16	0,85	12,5
18	2,14	16	4,05	12,5
21	0,82	16	1,67	20
23	1,72	12,5	3,85	12,5
24	1,76	4	2,50	8
26	0,20	16	0,97	12,5

Łatwo zauważyć, iż parametr WOD wyznaczony na podstawie procedury prognozowania był zawsze większy od wyznaczonego w warunkach zrealizowania źródła drgań. Jest to sytuacja oczekiwana, gdyż zbiory wibrogramów zawarte w BDP uwzględniają możliwe najniekorzystniejsze sytuacje wystąpienia drgań, które najczęściej nie są osiągane podczas pomiarów doraźnych, obejmujących nawet kilkadziesiąt przejazdów.

5. PODSUMOWANIE

Na podstawie badań dotyczących prognozowania wpływu drgań przeprowadzonych podczas realizacji projektu badawczego rozwojowego R10 008 02 sformułowano zasady przydatne w realizacji zadania prognozowania wpływu drgań na budynki i ludzi w budynkach. Stwierdzono, iż możliwe jest pominięcie w analizach projektowych wpływu drgań na budynki objęte zakresem stosowania skali SWD-I, jeśli ich odległość od pasa jezdni jest większa niż 15m. W odniesieniu do budynków objętych zakresem stosowania skali SWD-II pominięcie tych wpływów jest możliwe, jeśli odległość jest większa niż 10m. Możliwość pominięcia w prognozowaniu wpływu drgań na budynki nietypowe powinna wynikać ze zgrubnej analizy w nawiązaniu do ich podobieństwa konstrukcyjnego do obiektów traktowanych, jako modelowe, przy kształtowaniu skal SWD-I i SWD-II. Stąd też będą wynikały minimalne odległości tych budynków od pasa jezdni, przy których to odległościach wpływ ten powinien być już nieistotny dla konstrukcji budynku.

W rozpatrywanych sytuacjach analiza wpływu drgań komunikacyjnych na komfort wibracyjny ludzi w budynku może być pominięta, jeśli odległość budynku od pasa jezdni jest większa niż 25 m. Przy korzystaniu z tego warunku trzeba uwzględnić fakt, iż na odbiór drgań

przez ludzi ma wpływ konstrukcja stropu, rozwiązania techniczne zaś w tym zakresie są bardzo różne.

Wnioski odnośnie do prognozowania wpływu na budynki drgań generowanych pracą walców wibracyjnych ujęto poniżej uwzględniając różne warunki podczas budowy drogi. Jeżeli nie są wykonywane kontrolne pomiary drgań budynków, to z uwagi na ochronę konstrukcji istniejących budynków przed uszkodzeniami lekkie walce wibracyjne (do 50 kN) nie powinny pracować z użyciem wibracji w odległościach mniejszych niż 20 m od istniejących budynków, średnie (do 80 kN) w odległościach mniejszych niż 40 m a ciężkie (powyżej 100 kN) w odległościach mniejszych niż 60 m od budynków. Podane odległości dotyczą przeciętnych warunków gruntowych i budynków o typowej konstrukcji. Wibracyjna praca walców w odległościach mniejszych od podanych wyżej jest możliwa, jeżeli wykonane zostaną pomiary kontrolne drgań budynków, które określą, przy jakich parametrach wibrowania (amplituda, częstotliwość drgań, ewentualnie siła wymuszająca) i przy zachowaniu jakiej odległości walca od budynku wzbudzane przez nie drgania nie mają jeszcze szkodliwego wpływu na konstrukcję budynków. Zaleca się przeprowadzenie takich pomiarów w czasie rozpoczynania prac, oraz – kontrolnie - w trakcie trwania prac (z uwagi na wzrost poziomu drgań powodowany wzrostem sztywności zagęszczanych warstw). W przypadku prowadzenia robót budowlanych można nie rozważać wpływu drgań na ludzi przebywających w budynkach w ciągu dnia.

Piśmiennictwo

[1] Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E.: Ocena wpływu wibracji na budynki i ludzi w budynkach (diagnostyka dynamiczna), Wydawnictwo ITB, Warszawa 1993.
[2] Kawecki J.: Diagnostyka wpływu drgań komunikacyjnych na budynki i ludzi w budynkach, Transport Miejski i Regionalny, nr 10/2006, s. 17-27.
[3] PN-85/B-02170, Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki.
[4] PN-88/B-02171, Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach.
[5] ISO 10137, Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibration, 2007

PREDICTION OF VIBRATIONS IMPACT ON BUILDINGS AND PEOPLE IN BUILDINGS IN DESIGNING ROADS PASSING THROUGH SMALL COMMUNITIES

Summary

The paper presents a procedure to allow prediction of vibration impact on buildings and people in buildings generated by the movement of vehicles on roads passing through small communities. Also procedures of prediction of the vibrations effect on buildings caused during road construction by vibratory rollers are described.

The conclusions of comprehensive development of research project No. R10 008 02 " Identification and predicting of the scope of environmental effects of vehicle traffic on the road passing through small communities" implementation are given.

It was found that in designing a road it is possible to disregard vibration impact on buildings covered by SWD-I scale if their distance from the lane is greater than 15m. With regard to buildings covered by SWD-II scale the distance is greater than 10m.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Mariusz KIEĆ[1]
Politechnika Krakowska

WPŁYW TYPU ZABUDOWY NA BEZPIECZEŃSTWO RUCHU NA DROGACH PRZECHODZĄCYCH PRZEZ MAŁE MIEJSCOWOŚCI

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono sposób oszacowania stanu bezpieczeństwa ruchu drogowego na odcinkach przejść drogowych przez miejscowości za pomocą zmiennej jakościowej typu zabudowy. Zmienna ta pozwala zastąpić wiele zmiennych charakteryzujących miejscowość poprzez tylko jedną zmienną niezależną. W tym celu stworzono typologię form zagospodarowania otoczenia drogi. Statystyczną istotność czynników wpływających na klasyfikowane typy zabudowy wykazano za pomocą analizy dyskryminacyjnej. Aby ocenić wpływ typu zabudowy na bezpieczeństwo ruchu drogowego zbudowano uogólnione modele regresyjne szacowania zdarzeń drogowych. Przedstawione związki typu zabudowy z jej oddziaływaniem na ruch drogowy na drodze nadrzędnej ujęte w postaci zależności funkcyjnych, można wykorzystać w pracach planistycznych w ramach weryfikacji zmian zagospodarowania otoczenia dróg, a także jako narzędzie analiz efektywności projektowanych zmian dostępności do dróg.

SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo ruchu drogowego, przejście drogowe przez miejscowość, modele wypadków, analiza dyskryminacyjna, typ zabudowy, dostępność do drogi

1. WPROWADZENIE

Sieć dróg krajowych w Polsce charakteryzuje się brakiem hierarchicznej struktury, oraz dużym zróżnicowaniem zagospodarowania jej otoczenia, w tym intensywności i charakteru przeznaczenia. Wiele odcinków dróg krajowych o dominującej funkcji ruchu tranzytowego jest obudowanych, a bezpośredni dostęp do tych dróg mają budynki mieszkalne, rolnicze i komercyjne. Ruch związany z obsługą otoczenia może generować sytuacje wypadkowe, które zależą od wielu czynników związanych m.in. ze sposobem zagospodarowania otoczenia drogi [1, 2, 3]. Powodowane jest to generacją dodatkowego ruchu, czyli zwiększonej ekspozycji na ryzyko, zarówno pojazdów jak i pieszych. Do opisu wpływu otoczenia drogi na brd służą modele predykcji zdarzeń drogowych, które najczęściej mają postać mikro lub makro modeli.

[1] mkiec@pk.edu.pl

W przypadku analizy odcinków dróg przechodzących przez małe miejscowości jako zmienne niezależne w modelach predykcji wypadków najczęściej stosuje się mikromodele, gdzie występuje wiele zmiennych ilościowych (np. gęstość punktów dostępności) i jakościowych (np. intensywność zabudowy, typ przekroju poprzecznego) opisujących cechy miejscowości i drogi [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 ,11, 12, 13, 14]. Potrzeba gromadzenia dużej bazy danych o otoczeniu drogi powoduje, że zastosowanie mikromodeli do szacowania zagrożeń brd jest czasochłonne. W analizach planistycznych przydatna może być jakościowa ocena obudowy dróg w odniesieniu do przejść drogowych przez miejscowości. Określenie zmiennej jakościowej jest znacznie prostsze niż oszacowanie zbioru wartości wskaźników dostępności i zagospodarowania otoczenia dróg. Dlatego podjęto próbę zastąpienia w modelach predykcji wypadków wielu zmiennych charakteryzujących miejscowość poprzez tylko jedną jakościową zmienną niezależną, jaką jest, typ zabudowy rozumiany jako forma przestrzenna zagospodarowania otoczenia drogi. Jej praktyczne wykorzystanie wymaga jednak klasyfikacji różnych typów zabudowy otoczenia dróg w aspekcie ich potencjalnego wpływu na przebieg ruchu, w tym jego bezpieczeństwo.

Takie podejście pozwoli w szybki sposób oszacować stan brd w makroanalizach sieci drogowej do celów planistycznych. Przedstawione wyniki mogą służyć do sformułowania zaleceń w zakresie planowania sieci drogowej, zmian zagospodarowania otoczenia dróg, jak również zmiany polityki w zakresie obudowy dróg. Celem badań przedstawionych w niniejszym artykule jest:

- Przedstawienie typologii form zagospodarowania otoczenia dróg na odcinka przejść drogowych przez miejscowości
- Klasyfikacja typów zabudowy z zastosowaniem analizy dyskryminacyjnej, w celu wykazania istotnych zmiennych skalarnych opisujących typy zabudowy,
- Ocena stanu brd na odcinkach dróg przechodzących przez małe miejscowości z uwzględnieniem wprowadzonej typologii.

2. TYPOLOGIA FORM ZAGOSPODAROWANIA OTOCZENIA DROGI

W celu wyszczególnienia charakterystycznych form obudowy dróg przeprowadzono analizę istniejących rozwiązań urbanistycznych w oparciu o podkłady mapowe i ortofotomapy. Na tej podstawie wyszczególniono 5 typów zabudowy uwzględniających przede wszystkim kształt układu drogowego oraz jego lokalizację względem zabudowy i drogi nadrzędnej, intensywność zabudowy, charakter użytkowania otoczenia drogi, gęstość różnych typów punktów dostępności. Wyszczególnione formy zabudowy nawiązują do typologii formalno-fizjonomicznej [15], która oparta jest na kryteriach dotyczących form zewnętrznych rozwoju przestrzennego i stopnia ich złożoności. Według kryterium form zewnętrznych rozwoju przestrzennego układy dzielą się na szereg typów o charakterze: punktowym, liniowym i powierzchniowym. Analizując typologię formalno-fizjonomiczną oraz potencjalny wpływ formy zabudowy na brd, wydzielono jej następujące typy: liniową jednostronną, liniową obustronną, skupioną z lokalnym układem, sieczną (gałęziowo – kratową) i obwodnicową.

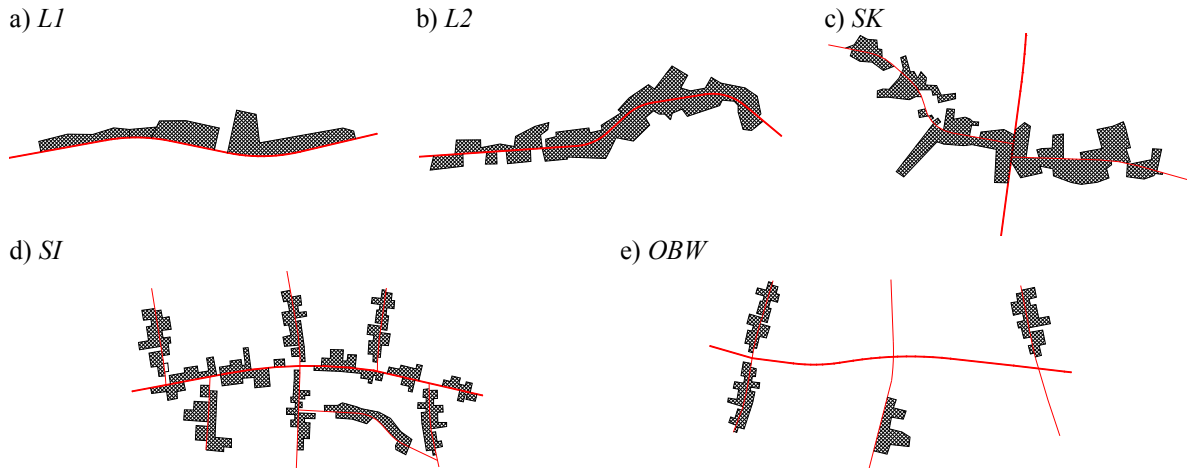
Wprowadzona typologia zabudowy w sposób naturalny nawiązuje również do historycznego rozwoju i przeobrażeń polskich wsi [15, 16]. Formy przestrzenne wsi polskich nawiązują zwykle już do okresu feudalnego. Jednakże w wyniku różnorodnych procesów społeczno-ekonomicznych, formy te na przestrzeni wielu lat zostały znacznie przekształcone [17]. Wyselekcjonowane typy zabudowy odpowiadają historycznym formom wsi polskiej takim, jak: wielodrożnice, powstałe ze skrzyżowania wielu dróg; zwarte ulicówki z domami rozmieszczonymi po obu stronach drogi; widlice, w których część zabudowy skupia się przy bocznej drodze; rzędówki odznaczające się luźną zabudową występującą tylko po jednej

stronie drogi; szeregówki, gdzie domy stoją wzdłuż dróg bocznych, odbiegających od głównej drogi.

Rozwiązania, idealnie odpowiadające przyjętym modelowym typom, w rzeczywistości pojawiają się niezwykle rzadko. Niejednokrotnie klasyfikacja jakościowa według typów zabudowy jest możliwa tylko przez podział jednej miejscowości na odcinki jednorodne pod względem zabudowy otoczenia drogi. Sytuacja taka ma miejsce głównie w przypadku małych miast i większych miejscowości (można w nich wyróżnić strefę podmiejską i miejską skupiającą obiekty o charakterze mieszkalnym i/lub komercyjnym), długich przejść drogowych przez miejscowości oraz wzdłuż niektórych miejscowości, gdzie znacząco zmienia się forma zagospodarowania wzdłuż drogi ze względu na lokalne uwarunkowania terenowe.

Na potrzeby analiz wpływu typu zabudowy na bezpieczeństwo ruchu drogowego na odcinkach przejść dróg krajowych przez miejscowości przyjęto następującą, opisową charakterystykę typów zabudowy dodatkowo zobrazowaną na rys. 1:

- **zabudowa liniowa jednostronna *(L1)* –** zabudowa całkowicie lub w przeważającej części zlokalizowana po jednej stronie drogi. Charakteryzuje się ona licznie występującymi zjazdami indywidualnymi, nielicznymi zjazdami komercyjnymi, niewielką liczbą dróg gruntowych oraz małą liczbą skrzyżowań. Całość zabudowy najczęściej zlokalizowana jest wzdłuż drogi nadrzędnej w jednym rzędzie.
- **zabudowa liniowa obustronna *(L2)*** – zabudowa występuje po obu stronach drogi, na całej długości odcinka. Większość punktów dostępności stanowią zjazdy do prywatnych posesji, które mają bezpośredni dostęp do drogi oraz nieliczne zjazdy komercyjne. Występują także nieliczne drogi gruntowe oraz skrzyżowania (najczęściej 3-wlotowe), które generują niewielki ruch lokalny (z reguły nie występuje zabudowa zlokalizowana wzdłuż wlotów bocznych).
- **zabudowa skupiona, z lokalnym układem drogowym *(SK)*** – charakterystyczne dla tego typu zabudowy jest występowanie w bliskim sąsiedztwie skrzyżowań 3 lub 4 wlotowych, wokół których zlokalizowana jest zabudowa. Zabudowa skupiona jest głównie wzdłuż drogi krzyżującej się z drogą nadrzędną i w bliskim sąsiedztwie skrzyżowania. Lokalny układ drogowy bardzo często rozwinięty jest w znacznej odległości od analizowanej drogi. Zabudowa ta charakteryzuje się także niewielką gęstością zjazdów indywidualnych i komercyjnych oraz dróg gruntowych, znajdujących się w otoczeniu głównego skrzyżowania.
- **zabudowa sieczna (gałęziowo – kratowa) *(SI)*** – na całej długości odcinka występuje duża gęstość zjazdów indywidualnych i komercyjnych, a wiele dróg gruntowych oraz skrzyżowań skupia wokół siebie zabudowę. Dodatkowo pojawiają się połączenia z innymi drogami o dominującej funkcji obsługi ruchu tranzytowego (ruch tranzytowy z małym znaczeniem obsługi otoczenia drogi). Zabudowa jest zlokalizowana nie tylko w bezpośrednim otoczeniu drogi, jak w przypadku zabudowy liniowej, ale także rozciąga się w głąb obszaru, przez który przechodzi droga (zabudowa w kilku rzędach, często wzdłuż równoległych dróg). Lokalny układ drogowy po obu stronach drogi jest silnie rozwinięty w formie układu rusztowego lub gałęziowego. Takie zagospodarowanie terenu wiąże się z koniecznością zapewnienia dostępności większej liczbie obiektów, co skutecznie realizowane jest poprzez skrzyżowania. Najczęściej ten typ zabudowy występuje w większych miejscowościach i w terenach podmiejskich oraz miejscowościach z dużym udziałem zabudowy mieszkaniowej.
- **zabudowa obwodnicowa *(OBW)*** – powstała wskutek przekształceń istniejącej sieci drogowej, polegającej na budowie drogowego obejścia miejscowości, które następnie po obu stronach zostało w mniejszym lub większym stopniu obudowane. Typ ten charakteryzuje się nieliczną zabudową, do której dostęp zapewniony jest niemal wyłącznie poprzez, zlokalizowane co kilkaset metrów skrzyżowania. W rezultacie zjazdy indywidualne i komercyjne oraz drogi gruntowe pojawiają się sporadycznie.



Rys. 1. Schematy wyselekcjonowanych typów zabudowy: a) zabudowa liniowa jednostronna, b) zabudowa liniowa obustronna, c) zabudowa skupiona z lokalnym układem, d) zabudowa sieczna, e) zabudowa obwodnicowa.

3. KLASYFIKACJA TYPÓW ZABUDOWY

Wprowadzając jakościową klasyfikację typów zabudowy poszukiwano równocześnie jej powiązania z ilościowymi miarami opisującymi zagospodarowanie otoczenia drogi takimi jak: gęstość punktów dostępności, gęstość przejść dla pieszych, gęstość przystanków autobusowych, gęstość zabudowy, charakter użytkowania zabudowy. Wszystkie te zmienne mają istotne znaczenie, gdyż wpływają one na wielkość i rodzaj generowanego ruchu [3, 13].

Ocena możliwości powiązania wyżej wymienionych zmiennych ilościowych ze zmienną jakościową typu zabudowy została przeprowadzona na podstawie danych dla wybranych odcinków dróg krajowych na obszarach zabudowanych z trzech województw: małopolskiego, świętokrzyskiego i opolskiego. W tym celu przeprowadzono analizę dyskryminacyjną, która pozwala ocenić statystyczną istotność zmiennych opisujących otoczenie drogi w opisie zmiennej jakościowej typu zabudowy. Obliczenia wykonano za pomocą pakietu Statistica 7.1 PL. Przed rozpoczęciem poszukiwań zależności funkcyjnych usunięto zmienne nadmiernie skorelowane, zweryfikowano założenie o normalności rozkładu zmiennych oraz przeanalizowano występowanie punktów odstających. Przy doborze zmiennych w konstruowaniu modelu regresyjnej zależności zastosowano metodę krokową postępującą. Poza zbiorem zmiennych statystycznie istotnych (wartość $p>0{,}05$) znalazły się: gęstość dróg gruntowych – G_{dg}, gęstość przejść dla pieszych – G_{pp}, charakter mieszkaniowy użytkowania otoczenia drogi – CH_M, charakter inny niż mieszkaniowy i gospodarczy użytkowania otoczenia drogi – CH_I. Natomiast statystycznie istotne (wartość $p\leq 0{,}05$) okazały się następujące zmienne dyskryminacyjne: długość miejscowości – L, gęstość zjazdów indywidualnych – G_i, gęstość zjazdów komercyjnych – G_k, gęstość skrzyżowań – G_{sk}, gęstość przystanków autobusowych – G_{pa}, gęstość zabudowy w pasie 150m wzdłuż drogi – ZG_{150}, , charakter gospodarczy użytkowania otoczenia drogi – CH_G. Zmienne mające największy wkład do funkcji dyskryminacyjnych określono na podstawie współczynników standaryzowanych. W pierwszej funkcji dyskryminacyjnej, która odpowiada za 52,5% wyjaśnionej wariancji największy wkład mają L, ZG_{150}, G_k, G_{sk}. W kolejnych dwóch funkcjach duży wkład mają zmienne G_i, L, CH_G. Czwarta funkcja dyskryminacyjna okazała się statystycznie nieistotna. Do modelu ogólnej dyskryminacji największy wkład mają zmienne: G_{sk}, G_i, L. Zmienne o najmniejszym, lecz istotnym wkładzie to G_k, ZG_{150}. Uzyskane modele pozwalają trafnie oszacować typ zabudowy na podstawie zmiennych ilościowych w 61%. Zbudowany model najlepiej opisuje zabudowę obustronną (77% trafnie zakwalifikowanych przypadków), a następnie sieczną (64%), skupioną z lokalnym układem

(63%), obwodnicową (44%), jednostronną (3,5%). Bardzo niski stopień objaśnienia dla zabudowy liniowej jednostronnej wynika z zakwalifikowania większości przypadków przez funkcje dyskryminacyjne do zabudowy liniowej obustronnej. Podana metoda nie uwzględnia rozkładu przestrzennego układu drogowego i zabudowy, pozwala natomiast wskazać najważniejsze zmienne ilościowe mające wpływ na typ zabudowy.

Na podstawie przeprowadzonej analizy dyskryminacyjnej można przedstawić następujące wnioski dotyczące zależności między zmiennymi ilościowymi opisującymi dostępność i zagospodarowanie otoczenia drogi a typem zabudowy:

- długość miejscowości jest bardzo istotną zmienną charakteryzującą typ zabudowy i równocześnie jest istotną zmienną opisująca stopień wystawienia na ryzyko,
- gęstość zjazdów indywidualnych bardzo dobrze charakteryzuje typ zabudowy,
- rozkład gęstości zjazdów komercyjnych w poszczególnych typach zabudowy związany jest z zapotrzebowaniem na usługi i rozwojem układu drogowego wzdłuż analizowanych odcinków,
- gęstość skrzyżowań jest najważniejszym wyróżnikiem typu zabudowy, który związany jest z kształtem układu drogowego. Zaskakuje jedynie mała gęstość skrzyżowań na odcinkach zabudowy obwodnicowej, która wynika ze zmiany zagospodarowania otoczenia drogi (rozwój obudowy między skrzyżowaniami) i w dalszym etapie przekształcenia jej w inne formy o większej dostępności do drogi,
- średnia wartość wskaźnika gęstości zabudowy dobrze identyfikuje typ zabudowy, Zgodnie z oczekiwaniami dla zabudowy jednostronnej uzyskano dwukrotnie mniejszą jego wartość w porównaniu z zabudową dwustronną. Najmniejszą wartość tego wskaźnika zaobserwowano w przypadku zabudowy obwodnicowej, a największą w przypadku zabudowy siecznej (zabudowa w wielu rzędach wokół lokalnego układu dróg). Najmniejsza zmienność wskaźnika gęstości zabudowy w kolejnych szerokościach występuje w przypadku zabudowy skupionej z lokalnym układem (świadczy to o równomiernym pokryciu zabudową obszaru skrzyżowań tworzących układ lokalny) i zabudowie obwodnicowej (wynika ze znacznej odległości pierwszego rzędu zabudowy od drogi).
- wartość wskaźnika charakteru zabudowy może pośrednio wskazywać na typ zabudowy. Można zauważyć, że zabudowa sieczna i obwodnicowa występują na obszarach o przeważającym udziale budynków mieszkalnych. Natomiast zabudowy liniowe i skupione na obszarze o przeważającym udziale zabudowy gospodarczej. Zabudowa „inna" wykazuje pewną korelację z gęstością zjazdów komercyjnych. Statystycznie istotny w przeprowadzonej analizie dyskryminacyjnej okazał się tylko wskaźnik CH_G, który równocześnie jest skorelowany ze wskaźnikiem CH_M.

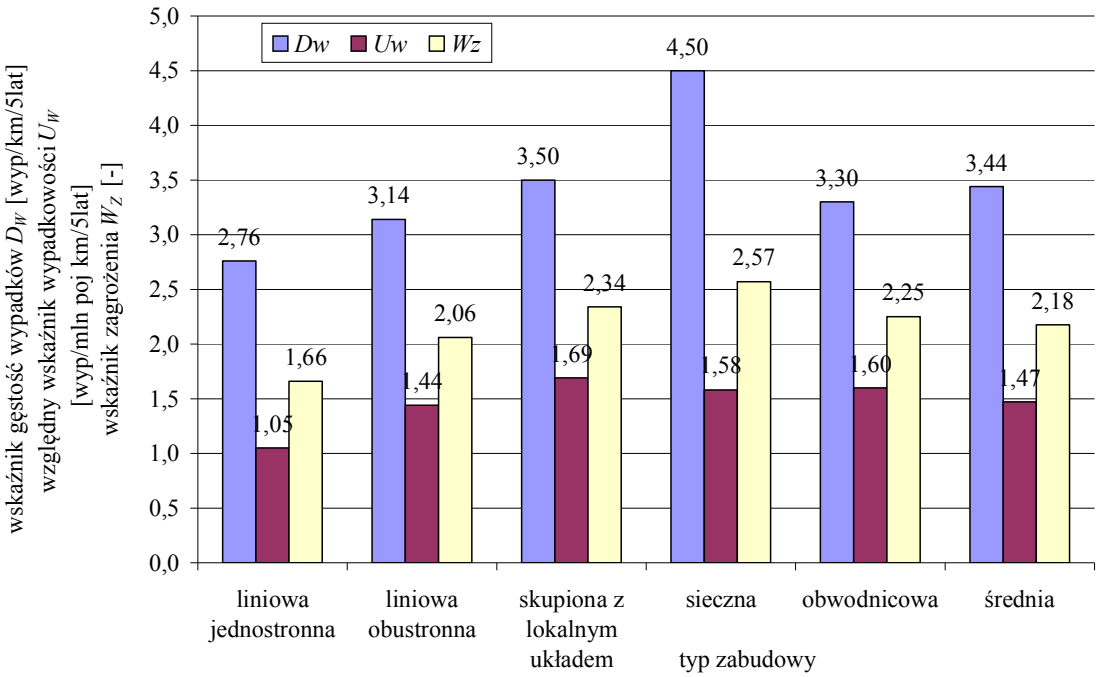
Na podstawie analizy dyskryminacyjnej zbadano związki pomiędzy jakościową klasyfikacją typu zabudowy a ilościowymi wskaźnikami dostępności i opisu zagospodarowania otoczenia drogi. Wskazują one, że możliwa jest budowa modeli predykcji wypadków przy wykorzystaniu uproszczonych modeli ze zmienną jakościową określającą typ zabudowy. Należy przy tym zaznaczyć, że typ zabudowy zawiera w sobie zmienne wystawienia na ryzyko, obejmujące generację lokalnego ruchu potencjalnie konfliktowego z nadrzędnym potokiem ruchu.

4. SZACOWANIE ZAGROŻEŃ BEZPIECZEŃSTWA RUCHU W POWIĄZANIU Z TYPEM ZABUDOWY

Wstępną identyfikację wpływu obudowy dróg i dostępności do nich na bezpieczeństwo ruchu przeprowadzono poszukując zależności pomiędzy wskaźnikami

wypadkowymi oraz opisywanymi jakościowo typami zabudowy. Wskaźnikami wypadkowymi uwzględnionymi w analizach były [18]: wskaźnik gęstość wypadków D_W [wyp/km]; względny wskaźnik wypadkowości U_W [wyp/mln poj.km]; wskaźnik zagrożenia W_Z – będący średnią geometryczną wskaźników D_W i U_W.

W analizach wykorzystano dane wypadkowe, pochodzące z terenu województw: małopolskiego, świętokrzyskiego i opolskiego, o 1566 wypadkach z lat 2003-2007, zarejestrowanych na terenach przejść przez małe miejscowości o łącznej długości 407,3 km (356 odcinków jednorodnych). Analizując wskaźniki wypadkowe D_W, U_W i Z_W stwierdzono wpływ typu zabudowy na te wskaźniki (rys. 2). Wartości wskaźników pozwalają wstępnie szacować wpływ typu zabudowy na bezpieczeństwo ruchu.



Rys. 2. Średnia wartości wskaźników wypadkowych D_W, U_W *i* Z_W na odcinkach dróg o różnych typach zabudowy.

Odcinki dróg o zabudowie siecznej, charakteryzują się największym wskaźnikiem gęstości wypadków drogowych D_W, o około 31% większym od średniej dla wszystkich analizowanych odcinków. Najmniejsze wartości D_W zanotowano na odcinkach o zabudowie liniowej jednostronnej (80% wartości średniej D_W) oraz liniowej obustronnej (91% wartości średniej D_W). Zbliżone wartości do wartości średniej D_W zanotowano dla zabudowy skupionej z lokalnym układem (102% wartości średniej D_W) i dla zabudowy obwodnicowej (96% wartości średniej D_W). Wartość względnego wskaźnika wypadkowości U_W zmienia się od 1,05 do 1,69 w zależności od typu zabudowy. Najmniejsza wartość tego wskaźnika występuje w przypadku zabudowy liniowej jednostronnej (71% wartości średniej U_W). Największą wartość U_W zaobserwowano w przypadku zabudowy skupionej z lokalnym układem (115% wartości średniej U_W). Zmienny wpływ typu zabudowy na różne wskaźniki wypadkowe spowodowany jest brakiem uwzględnienia we wskaźniku D_W dodatkowego czynnika wystawienia na ryzyko, jakim jest natężenie ruchu. Wartość U_W wskazuje na dużą rolę natężenia ruchu wśród determinant wypadków drogowych, co jest zgodne z oczekiwaniami i zostało uwzględnione w postaci budowanych modeli predykcji wypadków. Dla pełnego opisu, przedstawione wpływy powinny być rozpatrywane z uwzględnieniem podziału na odcinki z różnym typem przekroju poprzecznego [19].

Podstawowym narzędziem kwantyfikującym wpływ różnych czynników na brd są regresyjne modele predykcji wypadków zbudowane w oparciu o wcześniej opisaną bazę danych. Zbudowane modele posłużyły ocenie statystycznej istotności zmiennych niezależnych, w tym typu zabudowy i przekroju poprzecznego oraz ich roli w analizowanych zależnościach. Następnie wykorzystano je do ilościowych ocen wpływu typu zabudowy na liczbę wypadków.

Do budowy modeli szacowania liczby wypadków skorzystano z metody uogólnionej regresji liniowej z założonym rozkładem Poissona dla zmiennej losowej. Przyjęto ogólną postać modelu [7, 19] z zastosowaniem transformacji zmiennych niezależnych Q i L do postaci $x_i=ln(Q)$ oraz $x_i=ln(L)$:

$$LW = Q^{a_1} \cdot L^{a_2} \cdot \exp(a_0 + a_3 \cdot x_3 + a_4 \cdot x_4 + ... + a_n \cdot x_n) \tag{1}$$

gdzie: Q – natężenie ruchu,

L – długość odcinka,

$a_0, a_1, ..., a_n$ – nieznane parametry modelu, współczynniki kierunkowe przy zmiennych,

$x_3, x_4, ..., x_n$ – obserwowane, nielosowe zmienne niezależne.

Jako zmienne zależne analizowano: liczbę wszystkich wypadków – LW; liczbę wypadków na odcinkach poza skrzyżowaniami – LW_{odc}; liczbę wypadków z pojazdami – LW_{Poj}; liczbę wypadków z pieszymi – LW_{Ps}; liczbę wypadków w dobrych warunkach oświetlenia LW_{dzien}; oraz liczbę ofiar – LO. Dla każdego modelu obliczono współczynniki determinacji R_p^2, które podają wyjaśnianą przez zmienne niezależne, wartość procentową, wariancji zmiennej zależnej, z powodów innych niż wynikałoby to z przyjętego rozkładu zmiennej losowej z uwzględnieniem postaci rozkładu zmiennej niezależnej. Dla zmiennej LW i LO uzyskano następujące postacie zależności regresyjnych:

$$\begin{aligned} LW = {} & SDR^{0,640} \cdot L^{1,054} \cdot \exp(-4,4273 + 0,045 \cdot PU + 0,075 \cdot PN - 0,120 \cdot CH - \\ & - 0,229 \cdot L1 - 0,126 \cdot L2 + 0,064 \cdot SK + 0,206 \cdot SI + 0,085 \cdot OBW) \\ & R_p^2 = 0,68 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned} LO = {} & SDR^{0,695} \cdot L^{0,968} \cdot \exp(-4,4572 + 0,071 \cdot PU + 0,122 \cdot PN - 0,193 \cdot CH - \\ & - 0,201 \cdot L1 - 0,114 \cdot L2 + 0,186 \cdot SK + 0,147 \cdot SI - 0,018 \cdot OBW) \\ & R_p^2 = 0,49 \end{aligned} \tag{3}$$

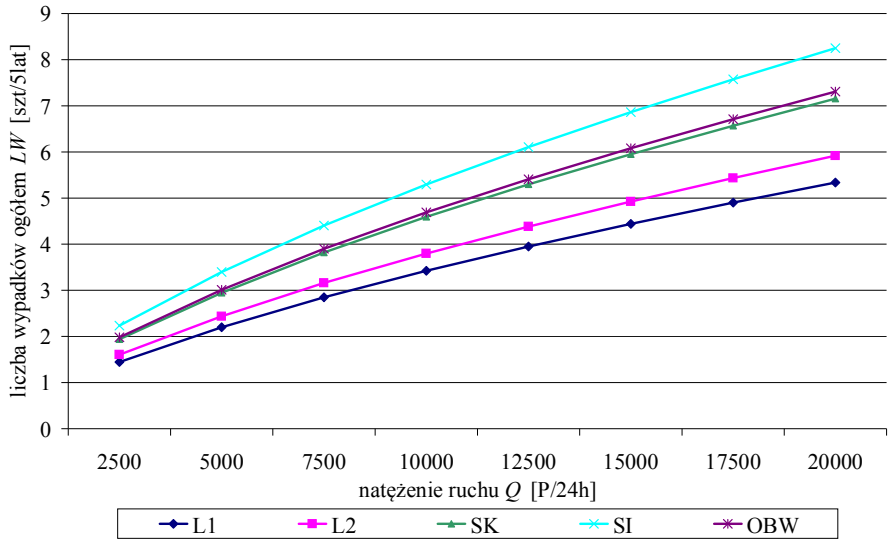
gdzie: PU, PN, CH – zmienne jakościowe oznaczające drogę jednojezdniową dwupasową o szerokości 7,0 m odpowiednio z poboczami utwardzonymi, poboczami gruntowymi, chodnikami.

$L1, L2, SK, SI, OBW$ – zmienne jakościowe oznaczające typ zabudowy wg punktu 2.

Zmienne jakościowe przyjmują wartość 1, gdy występuje dany typ przekroju lub zabudowy, oraz 0 dla pozostałych przypadków.

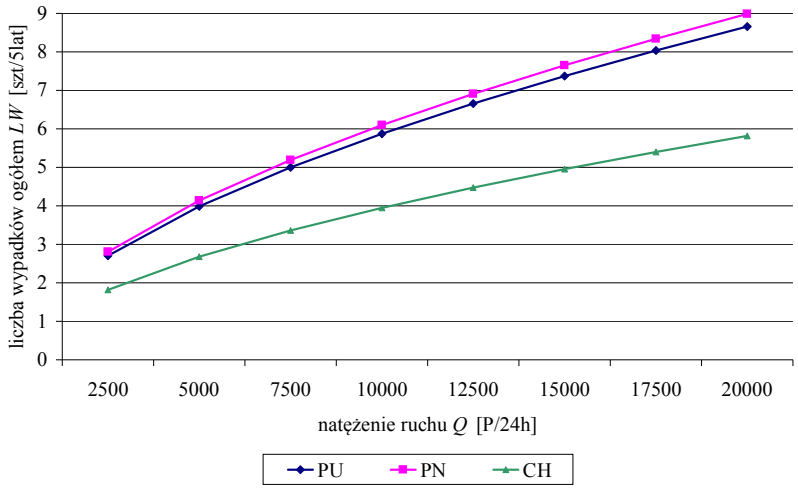
Dla wszystkich zmiennych, w przedstawionych modelach szacowania LW (2) i LO (3) współczynniki w równaniach są statystycznie istotne (na poziomie istotności $p \leq 0,05$). Dla pozostałych modeli estymacji zmiennych zależnych wprowadzane do równań zmienne charakteryzujące typ zabudowy były nieistotne na założonym poziomie istotności

Wpływ ilościowy zmiennej opisującej typ zabudowy oceniono na podstawie danych dla modelu predykcji *LW* (2) przy założonym przekroju poprzecznym z chodnikami dla odcinka o długości *L*=1,15 km (średnia wartość w próbie statystycznej). Otrzymane wyniki analiz są zgodne z oczekiwanymi i wskazują na dominującą rolę (w zakresie analizowanego zbioru danych o zabudowie) na brd zabudowy siecznej, a następnie kolejno typów zabudowy: obwodnicowej, skupionej z lokalnym układem, liniowej obustronnej i liniowej jednostronnej. Wpływ zmiany natężenia ruchu na liczbę wypadków dla poszczególnych typów zabudowy został przedstawiony na rys. 3. Odnosząc wyniki do zabudowy liniowej jednostronnej można zauważyć wzrost szacowanej liczby wypadków o 11% dla zabudowy liniowej dwustronnej, o 34% dla zabudowy skupionej, o 37% dla zabudowy obwodnicowej i o 55% dla zabudowy siecznej. Mniejszy, niż oczekiwano jest wzrost poziomu zagrożenia wraz z rosnącym natężeniem ruchu dla typu zabudowy obustronnej. Na podstawie przestawionych wyników oraz biorąc pod uwagę formę przestrzenną miejscowości, można wyróżnić z uwagi na podobieństwo zagrożeń brd 3 grupy miejscowości tj.: z zabudową sieczną, z zabudową skupioną z lokalnym układem i z zabudową liniową. Podział taki może mieć praktyczne zastosowanie do celów planistycznych przy klasyfikacji bezpieczeństwa ruchu.



Rys. 3. Wpływ typu zabudowy na estymowaną liczbę wypadków (wg wzoru 2).

Analizując wpływ typu przekroju poprzecznego dla zabudowy siecznej o długości *L*=1,15 km (średnia wartość w próbie statystycznej) na liczbę wypadków (rys. 4) wykazano, że najbardziej korzystny pod względem brd okazał się przekrój z chodnikami. Dla pozostałych typów przekroju poprzecznego (*PU* i *PN)* uzyskano zbliżone wyniki. Najbardziej niekorzystny okazał się przekrój *PN* (o 4% więcej wypadków niż w przypadku zastosowaniu przekroju *PU)*. Wg modelu (2) zmiana typu przekroju na przekrój z chodnikami zredukuje liczbę wypadków o ok. 33÷35% w zależności od typu zmienianego przekroju.



Rys. 4. Wpływ typu przekroju poprzecznego na estymowaną liczbę wypadków (wg wzoru 2).

5. PODSUMOWANIE

- Na podstawie przeprowadzonej analizy wpływu typu zabudowy na zagrożenia bezpieczeństwa ruchu drogowego sformułowano następujące wnioski:
- poprzez jakościową zmienną opisującą typ zabudowy można pośrednio klasyfikować odcinki dróg z uwagi na: gęstość punktów dostępności do drogi, charakter jej użytkowania, intensywność zabudowy i rozkład przestrzenny układu drogowego,
- statystycznie istotne w opisie typów zabudowy okazały się zmienne dyskryminacyjne: L, G_i, G_k, G_{sk}, G_{pa}, ZG_{150}, CH_G,
- decydujący wpływ na zagrożenie wypadkami mają zmienne wystawienia na ryzyko, a więc długość odcinka drogi oraz natężenie ruchu na drodze nadrzędnej. Istotną zmienna jakościową w modelach predykcji wypadków jest typ przekroju poprzecznego,
- jakościowa zmienna opisująca typ zabudowy wzdłuż drogi może w sposób pośredni wyrażać w modelach predykcji wypadków wystawienie na ryzyko związane z dodatkowym ruchem generowanym przez dany typ zabudowy (intensywność zabudowy, kształt układu drogowego).
- modele predykcji wypadków uwzględniające tylko jedną zmienną typu zabudowy (pośrednio ujmującej czynniki wystawienia na ryzyko związane z lokalnymi uwarunkowaniami zagospodarowania otoczenia drogi) istotnie upraszczają prowadzenie analiz na etapie planistycznym i mogą mieć praktyczne zastosowanie w planowaniu sieci drogowej w powiązaniu z zagospodarowaniem otoczenia dróg.

Piśmiennictwo

[1] Tracz M., Gaca S., Kieć M.: Impact of Access to Through Roads in Built-up Areas on Road Safety and Traffic Progression, 6th Int. TRB Conference on Access Management, Baltimore, 2008

[2] Tracz M. i inni.: Identyfikacja i prognozowanie zakresu oddziaływań środowiskowych ruchu pojazdów na przejściach dróg przez małe miejscowości – Projekt badawczy nr R10 008 02, Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego, Politechnika Krakowska, 2009 (nie publikowany),

[3] Kieć M.: Wpływ dostępności do dróg na warunki i bezpieczeństwo ruchu, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2009

[4] Brindle R.: Relationships Between Accidents and Access Conditions, ARRB Transport Research Ltd. Research Report Nr ARR320 (1998),
[5] Brown H., Tarko A.: The Effects of Access Control on Safety on Urban Arterial Streets. 78th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 1999,
[6] Drummond K., Hoel L., Kim S., Miller J.: Transferability of Models that Estimate Crashes as a Function of Access Management, 80th Annual Meeting TRB, 2001,
[7] Eenink R, et al.: Accident Prediction Models and Road safety Impact Assessment, Ripcord Iserest, 2008,
[8] Eisele W., Frawley W.: Estimating the Safety and Operational Impacts of Raised Medians and Driveway Density: Experiences from Texas and Oklahoma Case Studies, 84th Annual Meeting, TRB 2005,
[9] Elvik R., Vaa T.: The Handbook of Road Safety Measures, ELSEVIER, 2004,
[10] Gluck J., Levinson H., Stover V.: Impacts of Access Management Techniques, Report 420, National cooperative highway research program (NCHRP), National academy press, Washington, D.C., 1999,
[11] Lall, B. Kent, Huntington, D. & Eghtedari, A.: Access Management and Traffic Safety, Proceedings, 2nd National Conference on Access Management held in Vail, pp 249-268, Colorado, 1996.
[12] Pardillo Mayora J., Llamas Rubio R.: Relevant Variables for Crash Rate Prediction in Spain's Two Lane Rural Roads, 82nd Annual Meeting TRB, 2003,
[13] Kieć M.: Badania czynników wpływających na bezpieczeństwo ruchu na przejściach dróg tranzytowych przez miejscowości. Drogownictwo nr 4/2012, s. 116–121
[14] Kim K., Pant P., Yamashita E.: Accidents and Accessibility: Measuring the Influences of Demographic and Land Use Variables In Honolulu, Hawaii, Annual Meeting TRB, 2010,
[15] Chowaniec M.: Zarys teorii i zasad kształtowania osiedli i terenów wiejskich, Politechnika Krakowska, Kraków 1989
[16] Jelonek A. i inni.: Encyklopedia geograficzna świata – Polska, tom X, Kraków 1997,
[17] Wieczorkiewicz W.: Architektura i planowanie wsi, Politechnika Warszawska, Warszawa 1996,
[18] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego – Teoria i praktyka, WKŁ, Warszawa 2008.
[19] Gaca S.: Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego, Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, Kraków 2002,

IMPACT OF ROAD SURROUNDINGS DEVELOPMENT TYPES ON ROAD SAFETY ON ROADS THROUGH SMALL VILLAGES

Summary

The paper presents an assessment of road safety on roads through built-up areas with application of only one qualitative variable (type of development). This variable can replace many of variables describing road surroundings development of a built-up area. Therefore a typology of forms of road surrounding development is proposed. Statistical significance of the factors affecting types of development is classified using discriminant analyses. To assess the impact of development type on road safety, accident prediction models are developed applying generalized regression models. The presented results can be used in the process of land use planning especially in case of road surroundings development, as well as a tool for analyses of the effectiveness of modification in access to roads.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Paweł KOSSAKOWSKI[1]
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

EKRAN AKUSTYCZNY O KONSTRUKCJI STALOWEJ Z WYPEŁNIENIEM ZIEMNYM

STRESZCZENIE

Problematyka prezentowana w artykule związana jest z ochroną przed hałasem spowodowanym ruchem drogowym. W pracy przedstawiono nowatorskie jak na warunki krajowe, rozwiązanie ekranu akustycznego o konstrukcji stalowej z wypełnieniem ziemnym, który wykonano w ramach przebudowy ulicy Krakowskiej w Kielcach. Omówiono lokalizację ekranu z uwagi na uwarunkowania akustyczne, przyjęte rozwiązania materiałowe oraz uzyskane parametry akustyczne. W szczegółowy sposób przedstawiono konstrukcję ekranu, procedurę prowadzenia obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przewidywanych przez normy, jak również zastosowane rozwiązania szczegółowe, w tym bezfundamentowy sposób posadowienia ekranu na podbudowie tłuczniowej. Z uwagi na pozytywne wyniki w zakresie współczynnika izolacyjności akustycznej wykonanego ekranu, który o ponad 20 % przewyższa wymagania normowe, wydaje się, że w istotny sposób zredukowane zostaną uciążliwości akustyczne spowodowane hałasem drogowym w rejonie ulicy Krakowskiej w Kielcach.

SŁOWA KLUCZOWE: ekran akustyczny, ekran akustyczny ziemny, ochrona przed hałasem drogowym.

1. WPROWADZENIE

Zagrożenie hałasem jest jednym z podstawowych problemów ochrony środowiska zarówno w naszym kraju jak i w całej Europie, co ma odzwierciedlenie w przepisach europejskich, obowiązujących również w Polsce [1]. W obszarach zagrożonych hałasem wprowadzono wymagania dotyczące wykonywania map akustycznych, określających miejsca zagrożone oraz wytyczne w zakresie stosowania metod ochrony przed hałasem. Badania prowadzone w tym zakresie ukierunkowane są na poszukiwanie metod efektywnych, ale też technicznie wykonalnych [2-4].

Wzmożony i wciąż narastający ruch samochodowy jaki obserwujemy w naszym kraju powoduje znaczny hałas, stanowiący dużą uciążliwość dla mieszkańców przebywających w niewielkiej odległości od sieci drogowych. Hałas drogowy spowodowany jest głównie dźwiękiem generowanym przez poruszające się pojazdy, powstającym w płaszczyźnie kontaktu opony z nawierzchnią. Z czynników wpływających na poziom hałasu drogowego

[1] kossak@tu.kielce.pl

należy wymienić natężenie ruchu (wielkość ruchu), prędkość pojazdów oraz liczbę tzw. pojazdów hałaśliwych, tj. pojazdów ciężarowych, autobusów, tramwajów i motocykli.

Metod ograniczania hałasu drogowego jest wiele. Z najistotniejszych można wymienić za [5]: efektywne metody ochrony przed hałasem (ograniczając hałas u źródła), tj. metody i środki związane z pojazdem i kierowcą, rozwiązaniami w zakresie projektowania dróg, z organizacją ruchu, a także ochronę przed hałasem w strefie imisji tj. metody i środki związane z ograniczeniem hałasu za pomocą urządzeń zlokalizowanych na drodze fali dźwiękowej pomiędzy źródłem hałasu a odbiorcą, lokalizacją i odpowiednim ukształtowaniem budynków oraz ich izolacją przed oddziaływaniami akustycznymi.

Jednym z najczęściej stosownych urządzeń lokalizowanych na drodze fali dźwiękowej jest ekran akustyczny, definiowany jako naturalna lub sztuczna przeszkoda ustawiana pomiędzy źródłem hałasu a punktem obserwacji. Głównym zadaniem ekranu akustycznego jest redukcja hałasu w przylegającym do niego obszarze, określanym mianem cienia akustycznego. Fala dźwiękowa, która napotyka na swojej drodze barierę w postaci ekranu akustycznego ulega częściowo pochłonięciu, odbiciu i ugięciu na jego krawędzi, co powoduje przedostanie się części hałasu poza ekran do strefy cienia akustycznego. Skuteczność ekranu akustycznego zależy od tego jaką część hałasu przejmie sam ekran, a ile wskutek załamania fali zostanie przeniesione do strefy cienia akustycznego [6], który jest znacznie bardziej ograniczony dla fal dźwiękowych o dużej długości ze względu na ich dyfrakcję.

Podstawowymi parametrami fizycznymi wpływającymi na efektywność działania ekranu akustycznego są:

- współczynnik izolacyjności akustycznej, definiujący ilość energii akustycznej jaka przedostanie się przez sam ekran do strefy przez niego chronionej,
- współczynnik pochłaniania dźwięku, określający ilość energii fali dźwiękowej jaka zostanie odbita ponownie w stronę źródła dźwięku.

Skuteczność ekranów akustycznych jest tym większa, im wyższy jest ich współczynnik izolacyjności akustycznej. Elementami wpływającymi na efektywność ekranów akustycznych są parametry geometryczne takie jak wysokość, długość oraz usytuowanie względem źródła hałasu dobierane tak, aby utworzyć odpowiednio rozległy cień akustyczny. Istotny jest również materiał użyty do wykonania ekranu oraz struktura jego powierzchni, wpływająca na zjawisko izolacyjności dźwięku.

Poniżej przedstawiono i omówiono podstawowe typy ekranów akustycznych stosowanych do ograniczania hałasu drogowego.

Ekrany akustyczne w formie ściany to obecnie najpopularniejsze i najpowszechniej stosowane sposoby ochrony przed hałasem drogowym. Skuteczność ekranów akustycznych tego typu w dużym stopniu zależy od miejsca lokalizacji odbiorcy, im dalej odbiorca znajduje się od ekranu tym efektywność ekranu maleje. Ekrany w formie ściany wykonuje się z przezroczystych lub półprzezroczystych płyt szklanych, głównie z poliwęglanu lub szkła akrylowego odbijających fale dźwiękowe oraz z innych materiałów odbijających lub pochłaniających. Ekrany tego typu wykonywane są również ze specjalnych kaset akustycznych wypełnionych np. wełną mineralną umieszczoną wewnątrz perforowanej blachy lub panelu PCV, lub pomiędzy siatkami stalowymi. Dodatkowym atutem tego typu rozwiązań jest możliwość rozrostu i utrzymania roślin na powierzchniach zewnętrznych ekranów, przez co czasami określane są one mianem „ekranów zielonych".

Jednym z najskuteczniejszych sposobów ochrony przed hałasem są wały akustyczne, których skuteczność może dochodzić do 25 dB, w zależności od położenia odbiorcy. Do zasadniczych wad tego rozwiązania należy zaliczyć dość duży obszar zajmowanego terenu. Dlatego też wały akustyczne stosowane są często na obszarach pozamiejskich, na terenach z zabudową rozproszoną lub w obszarach chronionych.

Przedstawione powyżej rozwiązania występują razem w formie kombinacji wału ziemnego z ekranem akustycznym, stając się jednym ze skuteczniejszych rozwiązań stosowanych w ochronie przed hałasem drogowym.

Innym rozwiązaniem, coraz chętniej stosowanym w wielu krajach jest wykonywanie mieszanych ekranów akustycznych, w których układ nośny wykonany jest w formie konstrukcji przestrzennej, najczęściej stalowej, a wypełnieniem jest gruz lub kamień.

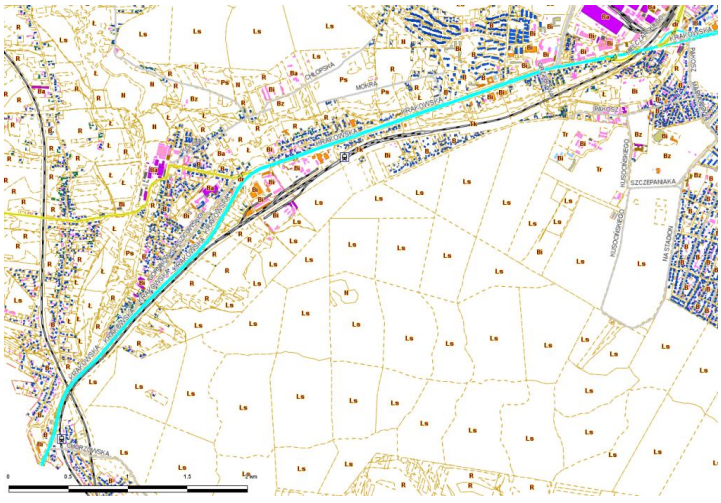
Do tej grupy należą również ekrany akustyczne o konstrukcji nośnej w formie stalowego szkieletu z wypełnieniem z gruntu lub piasku. Tego typu ekranów jest w Polsce niewiele, a z uwagi na szereg zalet wydaje się, że stanowią one interesującą alternatywę dla najbardziej popularnych w naszym kraju ekranów w formie ścian.

Poniżej zaprezentowano konstrukcję takiego ekranu, który wykonano w Kielcach w ramach przebudowy ulicy Krakowskiej, jednej z kluczowych arterii miasta.

2. EKRAN AKUSTYCZNY O KONSTRUKCJI STALOWEJ Z WYPEŁNIENIEM ZIEMNYM WYKONANY WZDŁUŻ ULICY KRAKOWSKIEJ W KIELCACH

Wzrost natężenia ruchu obserwowany w Kielcach na przestrzeni ostatnich lat bezpośrednio przekłada się na zwiększenie hałasu drogowego odczuwalnego w otoczeniu wielu ulic miasta. Z uwagi na istotę problemu podjęto działania mające na celu redukcję tego zjawiska, opracowując ekspertyzy uciążliwości akustycznych [7, 8]. Stwierdzono, że na wielu odcinkach tras komunikacyjnych Kielc poziom dopuszczalnego hałasu jest przekroczony i konieczne jest zastosowanie metod ochrony, przede wszystkim przy zastosowaniu ekranów akustycznych.

Ulicą objętą tym wymogiem jest ulica Krakowska, wzdłuż której wykonano ekran będący przedmiotem niniejszego artykułu. Stanowi ona fragment drogi wojewódzkiej nr 762, o długości przekraczającej 8 kilometrów. Podstawową funkcją ulicy Krakowskiej jest rozprowadzenie ruchu zewnętrznego z kierunku Krakowa jak również Katowic i Częstochowy, a także obsługa komunikacyjna terenów przemysłowych zlokalizowanych w jej otoczeniu. Ulica Krakowska prawie na całym odcinku ma przekrój dwujezdniowy, oddzielony pasem zieleni, z dwoma, trzema pasami ruchu. Prędkość dopuszczalna to 40-60 km/h na odcinku od centrum do osiedla Podkarczówka, oraz 70 km/h na dalszym odcinku, do wylotu z miasta. Natężenie ruchu pojazdów w godz. 6-22 było największe w środkowej części ulic Krakowskiej i wahało się w granicach 571-1445 P/h, przy udziale pojazdów ciężkich 3,1-11,2 %. W porze nocnej w godz. 22-6 natężenie ruchu pojazdów było wyraźnie niższe, w granicach 90-222 P/h, przy udziale pojazdów ciężkich 1,9-7,3 % [7].

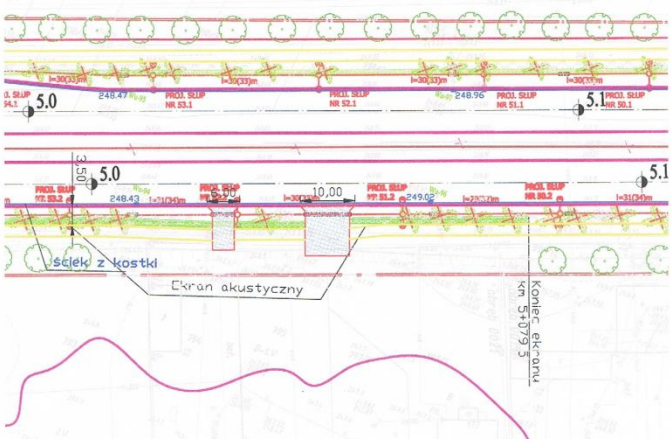


Rys. 1 Lokalizacja ulicy Krakowskiej w Kielcach [9]

Jak widać na mapie (rys. 1) wzdłuż ulicy Krakowskiej występuje intensywna zabudowa mieszkaniowa, z dominantą zabudowy jednorodzinnej o charakterze rozproszonym. Budynki mieszkalne wielorodzinne zlokalizowane są bliżej centrum miasta, po stronie północnej.

Dopuszczalny poziom hałasu dla terenów zabudowy mieszkaniowej, w rejonie ulicy Krakowskiej wynosi w porze dnia 60 dB, w porze nocy 50 dB. W opracowaniu [7] stwierdzono wartości równoważnego poziomu dźwięku A w porze dnia w granicach 65-70 dB, a w porze nocy 55-60 dB w obszarze zabudowanym przylegającym bezpośrednio do ulicy Krakowskiej. W związku z przekroczeniem dopuszczalnego poziomu hałasu podjęto decyzję o budowie ekranów akustycznych w ramach planowanej inwestycji polegającej na przebudowie i rozbudowie drogi wojewódzkiej nr 762 na odcinku od granic miasta do ul. Karczówkowskiej. Zastosowano bierną ochronę przed hałasem drogowym w postaci wybudowania ekranu akustycznego wzdłuż ulicy Krakowskiej.

W dokumentacji projektowej dla inwestycji [10] przyjęto, że planowane ekrany akustyczne należy wykonać w formie stromego wału ziemnego wzmocnionego konstrukcją stalową i obsadzoną roślinnością pnącą. Ekran lokalizowano po jednej oraz obu stronach ulicy, w zależności od istniejącej zabudowy (rys. 2).



Rys. 2 Lokalizacja ekranu akustycznego [10]

W szczegółowej specyfikacji technicznej [10] podano wymagania dotyczące wykonania i odbioru robót związanych z budową ekranów akustycznych oraz ich minimalne parametry:

a) współczynnik izolacyjności akustycznej R_w = min. 42 dB wg [11],
b) wskaźnik oceny pochłaniania dźwięku $DL\alpha$ = min. 10 dB – klasa A3 wg [12].

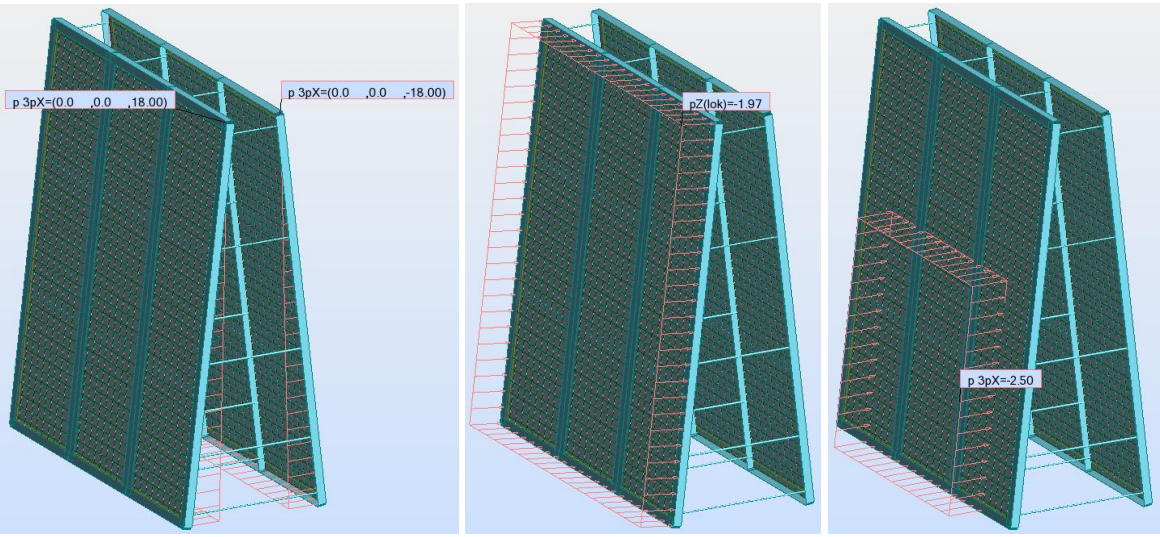
Odcinkowo przyjęto, że w ekranie należy wykonać wstawki z paneli przezroczystych o minimalnym parametrze:

a) współczynnik izolacyjności akustycznej R_w = min. 30 dB wg [11].

W ramach opracowanej dokumentacji technicznej wykonano projekt wykonawczy ekranu [13]. W pierwszym etapie dokonano obliczeń statyczno-wytrzymałościowych modelując przestrzenną konstrukcję ekranu. W obliczeniach uwzględniono następujące obciążenia charakterystyczne:

– ciężar własny konstrukcji,
– ciężar gruntu stanowiącego wypełnienie ekranu, przyjęto trójkątny rozkład obciążenia o wartości 18,0 kN/m^2,
– wiatr o obciążeniu wynoszącym 1,97 kN/m^2,
– obciążenie odśnieżaniem działające na pole 2×2 m o wartości 2,5 kN/m^2.

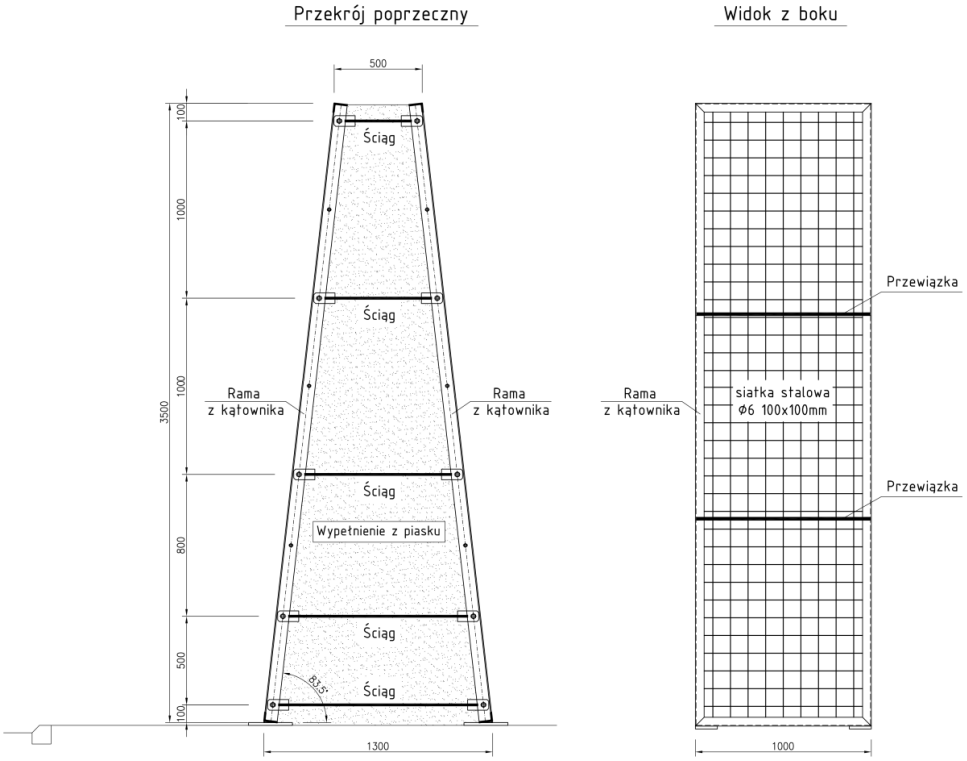
Sprawdzono stany graniczne nośności i użytkowania dla najbardziej niebezpiecznych kombinacji obciążeń oraz dokonano analizy stateczności ekranu. Po optymalizacji elementów konstrukcyjnych sporządzono dokumentację rysunkową ekranu.



a) b) c)

Rys. 3 Widok modelu numerycznego ekranu dla obciążeń: gruntem (a), wiatrem (b) i odśnieżaniem (c) [13]

Konstrukcja ekranu zaprojektowana została w postaci segmentowych ram stalowych z kątowników równoramiennych o wymiarach segmentów 1,0×3,5 m, montowanych i łączonych ze sobą na placu budowy. Przeciwległe ramy łączone są ściągami z prętów o przekroju okrągłym w jeden segment. W celu usztywnienia segmentów zaprojektowano przewiązki z prętów o przekroju okrągłym. Siatkę ekranu przyjęto z prętów średnicy Φ 6 mm o oczku 100×100 mm. Całą konstrukcję poddano cynkowaniu ogniowemu. Konstrukcję ekranu oraz widok pojedynczego segmentu pokazano na rysunku 4. W celu sprawdzenia poprawności przyjętych rozwiązań i szczegółów konstrukcyjnych wykonano odcinek próbny o długości 11 m.



Rys. 4 Konstrukcja ekranu [13]

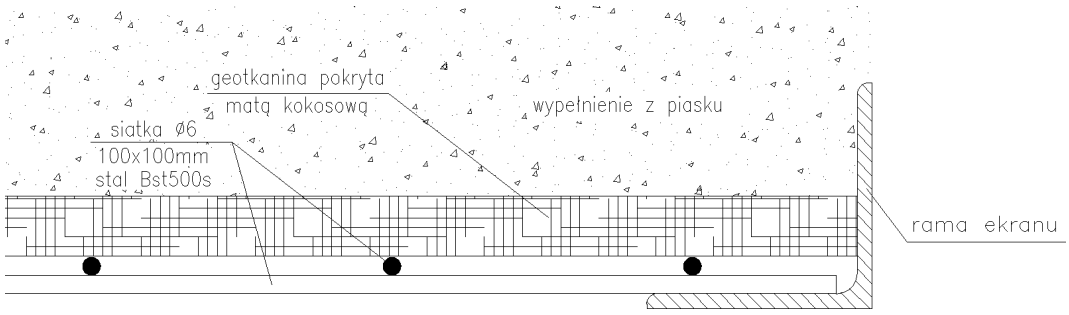
Konstrukcja stalowa ekranu montowana została bezfundamentowo na warstwie podbudowy z tłucznia kamiennego gr. 20 cm zagęszczonego do wskaźnika zagęszczenia I_s = 1,03, i modułu odkształcenia E_1 = 100 MPa. Szerokość podbudowy przyjęto o 0,5 m szerszą z każdej strony od szerokości podstawy ekranu. Szkielet konstrukcyjny ekranu pokazano na rysunku 5.



a) b)

Rys. 5 Widok szkieletu konstrukcyjnego ekranu.

Parametry akustyczne ekranu uzyskano dzięki zastosowanemu wypełnieniu w postaci piasku, który wsypywano od góry bez zagęszczania, oraz wypełnieniu ścian od strony wewnętrznej z geotkaniny pokrytej matą kokosową, co pokazano na rysunku 6.



Rys. 6 Szczegół konstrukcji ekranu oraz zastosowane akustyczne materiały izolacyjne [13]

W celu sprawdzenia parametrów akustycznych ekranu, przed jego docelowym montażem wykonano badania akustyczne. W wyniku badań laboratoryjnych uzyskano następujące parametry akustyczne ekranu [14]:

a) współczynnik izolacyjności akustycznej R_w = 53 dB, klasa izolacyjności B3 wg [11],
b) wskaźnik oceny pochłaniania dźwięku $DL\alpha$ = 10 dB, klasa A4 wg [12].

Jak widać w przypadku współczynnika izolacyjności akustycznej uzyskano bardzo dobre parametry, przewyższające wymagania o ponad 20 %. Zbadany wskaźnik oceny pochłaniania dźwięku odpowiadał wymaganej wartości minimalnej wg [10].

W kolejnym etapie przystąpiono do wykonania odcinków ekranów zgodnie z lokalizacją zawartą w [10], co pokazano na poniższych rysunkach.



a) b)

Rys. 7 Widok gotowych odcinków ekranu.

Wykonano również badania akustyczne ekranu in situ, z wykorzystaniem źródła dźwięku AcoustiX SDS-1 od strony ulicy oraz rejestrując dźwięki za pomocą macierzy mikrofonowej 3x3 z wykorzystaniem analizatora typu SVANTEK SVAN 959 od strony zewnętrznej ekranu. Zbadana izolacyjność akustyczna wybudowanego ekranu charakteryzowała się wartością parametru DL_{SI} = 56 dB [15].

Ostatni etap prac obejmuje wykonanie podłoża wegetacyjnego oraz obsadzenie ekranu na całej długości po obu stronach roślinnością pnącą (pnącza zimozielone). W tym celu wysypane zostanie specjalnie spreparowane podłoże wegetacyjne, w którym obsadzone zostaną w odległości od 0,3 do 0,5 m od ekranu w odstępach co 0,5 m sadzonki roślin. Na całej długości korony ekranu ułożona zostanie prekultywowana mata roślinna w postaci mieszanki traw.

3. PODSUMOWANIE

W artykule przedstawiono konstrukcję ekranu akustycznego o konstrukcji stalowej z wypełnieniem ziemnym, który wykonano wzdłuż ulicy Krakowskiej w Kielcach. Wydaje się, że przyjęta w dokumentacji projektowej koncepcja ekranu oraz rozwiązania szczegółowe mogą stanowić interesującą alternatywę dla najbardziej popularnych ekranów akustycznych w formie ściany. Na plus przyjętego rozwiązania należy wymienić wysoką efektywność akustyczną oraz korzystny efekt wizualny, gdyż ekran w formie zielonej ściany jest jednym z najbardziej naturalnych i ekologicznych rozwiązań. Dodatkowym atutem jest bezfundamentowe posadowienie konstrukcji ekranu na warstwie podbudowy tłuczniowej, co w warunkach miejskich przy gęstej infrastrukturze podziemnej stanowi dodatkowy atut. Uzyskane wyniki w zakresie współczynnika izolacyjności akustycznej wykonanego ekranu przewyższające wymagania normowe o ponad 20 % pozwalają mieć nadzieję, że będzie on posiadał dobre właściwości akustyczne i w znaczący sposób ograniczy uciążliwości spowodowane hałasem drogowym w rejonie ulicy Krakowskiej w Kielcach.

Piśmiennictwo

[1] Dyrektywa 2002/49/WE z dnia 25 czerwca 2002 r. odnosząca się do oceny i zarządzania poziomem hałasu w środowisku (Dz. Urz. WE L 189 z 18.07.2002).
[2] Makarewicz R.: Hałas w środowisku, Ośrodek Wydawnictw Naukowych, Poznań, 1996.
[3] Gardziejczyk W.: Comparison of vehicle noise on dry and wet roads surfaces. Foundations of Civil and Environmental Engineering. No. 9/2007, s. 5-15.
[4] Osłony przeciwhałasowe w ruchu drogowym, praca zbiorowa, Studia i materiały, zeszyt 64, IBDiM, Warszawa, 2011.
[5] Bohatkiewicz J.: Metody ograniczania hałasu, www.edroga.pl/ochrona-srodowiska/ projektowanie/ 59-metody-ograniczaniahalasu, 2007
[6] Wyrwas P., Szyguła A.: Ekrany akustyczne – zasady projektowania i kryteria doboru, Materiały IV Ogólnopolskiej Konferencji Mostowców – Konstrukcja i Wyposażenie Mostów, Wisła , s. 271-280, 2005.
[7] Bohatkiewicz J.: Ekspertyza uciążliwości akustycznych tras komunikacyjnych na wytypowanych odcinkach ulic w Kielcach, wraz z analizą możliwości ich ograniczenia, EKKOM Sp. z o.o., Kraków, 2003.
[8] Opracowanie: Hałas w Kielcach - listopad 2005, LEMITOR Ochrona Środowiska Sp.z o.o., Wrocław, 2005.
[9] http://www.gis.kielce.eu/geoportal_toolkit/map.php
[10] Wróblewski S., Nowak W., Zygan W., Rodak G., Nepelski P.: Projekt zagospodarowania terenu. Przebudowa i rozbudowa drogi wojewódzkiej nr 762 na odcinku od granic miasta do ul. Karczówkowskiej (ul. Krakowska i ul. Armii Krajowej), Kielce, 2010.
[11] PN-EN ISO 717-2:2001 Akustyka – Ocena izolacyjności akustycznej w budynkch i izolacyjności akustycznej elementów budowlanych – izolacyjność od dźwięków uderzeniowych.
[12] PN-EN 1793-1:2001 Drogowe urządzenia przeciwhałasowe – Metoda badania w celu wyznaczenia właściwości akustycznych - Część 1: Właściwa charakterystyka pochłaniania dźwięku.
[13] Kossakowski P.: Ekran akustyczny ziemny. Projekt wykonawczy. Kielce, ul. Krakowska. Przebudowa i rozbudowa drogi wojewódzkiej nr 762 na odcinku od granic miasta do ul. Karczówkowskiej (ul. Krakowska i ul. Armii Krajowej), Kielce, 2011.
[14] Dulak L., Żuchowski R., Pankiewicz J., Ślusarek J.: Badania laboratoryjne izolacyjności akustycznej właściwej oraz dźwiękochłonności gruntowego ekranu akustycznego „EMTE Green" produkcji EMTE Polska sp. z o.o., Gliwice, 2012.
[15] Kaczmarek T., Pękala P., Gołębiowski R., Określenie izolacyjności akustycznej ekranu przeciwhałasowego EMTE Green, w warunkach rzeczywistych, zlokalizowanego przy ulicy Krakowskiej w Kielcach, Poznań, 2012.

STEEL NOISE BARRIER WITH GROUND FILLING

Summary

The paper presents problems connected with noise hazard due to road traffic. Different types of noise barriers used as basic solution for the protection against road noise are discussed. An innovative, as for the national conditions, solution of a steel noise barrier with ground filling, which was made during the modernization of Krakowska street in Kielce, is presented. The location, construction and acoustic parameters of the noise barrier are discussed.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Jan B. KRÓL[1]
Piotr RADZISZEWSKI[2]
Karol KOWALSKI[3]
Politechnika Warszawska
Piotr ŚWIEŻEWSKI[4]
Mostostal Warszawa S.A.

WŁAŚCIWOŚCI NISKOTEMPERATUROWE LEPISZCZY ASFALTOWYCH Z DODATKIEM PARAFIN NOWEJ GENERACJI

STRESZCZENIE

Jedną z metod obniżenia temperatury technologicznej wytwarzania mieszanki mineralno-asfaltowej jest zastosowanie dodatków parafinowych modyfikujących właściwości lepiszcza asfaltowego. Modyfikator parafinowy powoduje obniżenie lepkości lepiszcza co pozwala prowadzić efektywne otaczanie kruszywa lepiszczem w obniżonej temperaturze technologicznej. W referacie przedstawiono wyniki badań drogowych lepiszczy asfaltowych z dodatkami parafinowymi nowej generacji stosowanych w technologii WMA (ang. warm mix asphalt) w aspekcie właściwości niskotemperaturowych. Modyfikacja lepiszczy dodatkami parafinowymi w technologii WMA jest rozwiązaniem ekologicznym, poprawia komfort pracy robotników na budowie, umożliwia wydłużenie sezonu budowlanego oraz pozwala na transport mieszanki na większe odległości, natomiast nie powinna w znacznym stopniu pogarszać właściwości technicznych i użytkowych lepiszczy. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że większość dostępnych na rynku dodatków parafinowych nie powoduje znaczącego pogorszenia właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych. Zaobserwowano jednak, że dodatki parafinowe wpływają na większe usztywnienie lepiszczy w wyniku procesu starzenia.

SŁOWA KLUCZOWE: asfalt, parafina, WMA, technologia na ciepło, modyfikacja

1. WSTĘP

We współczesnym budownictwie drogowym, zgodnie z założeniami technologii WMA, dąży się do obniżenia temperatury produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych do temperatury 100-140°C. Jedną z metod obniżenia temperatury technologicznej wytwarzania mieszanki jest zastosowanie dodatków parafinowych modyfikujących właściwości lepiszcza [1,2].

[1] j.krol@il.pw.edu.pl
[2] p.radziszewski@il.pw.edu.pl
[3] k.kowalski@il.pw.edu.pl
[4] p.swiezewski@mostostal.waw.pl

Parafiny są to nasycone węglowodory łańcuchowe o ogólnym wzorze sumarycznym CnH2n+2, inaczej zwane alkanami. Alkany o liczbie n we wzorze ogólnym n≥17 przyjmują postać ciała stałego. Łańcuch węglowy w cząsteczce alkanu może mieć strukturę prostą (n-alkany) bądź rozgałęzioną (izo-alkany). Wraz ze wzrostem liczby atomów węgla w cząsteczce wzrasta temperatura wrzenia parafiny. Natomiast wraz ze zwiększeniem udziału struktur rozgałęzionych lub pierścieni naftenowych temperatura wrzenia parafiny maleje. Zjawisko to można tłumaczyć wzrostem liczby rozgałęzień w łańcuchu węglowym utrudniające zbliżanie się cząsteczek, a tym samym powodujące osłabienie oddziaływania międzycząsteczkowego. Również temperatura topnienia n-alkanów wzrasta w szeregu homologicznym, a maleje wraz ze wzrostem liczby rozgałęzionych struktur parafinowych [2,3,4].

Wraz z rozwojem przemysłu petrochemicznego oraz technologii otrzymywania lepiszczy asfaltowych w latach 70-tych XX wieku sądzono, że parafina stanowiąca jeden ze składników asfaltu jest główną przyczyną złej jakości lepiszczy asfaltowych. Sądzono, że duża jej zawartość obniża temperaturę mięknienia oraz lepkość dynamiczną w 60°C, natomiast w temperaturze ujemnej powoduje kruchość i pękanie asfaltu [5]. W latach 80--90-tych XX wieku wykazano, że nie istnieje ścisła korelacja pomiędzy obecnością parafiny asfaltowej a właściwościami reologicznymi lepiszcza, w szczególności wrażliwością termiczną [6]. Stwierdzono, że wysoka zawartość parafiny asfaltowej w lepiszczu nie ogranicza jego przydatności jako materiału do nawierzchni drogowej, aczkolwiek duża zawartość tej substancji w asfalcie może doprowadzić do jego niehomogeniczności. Wykazano, że twarde parafiny asfaltowe znacznie bardziej niekorzystnie oddziaływają na właściwości lepiszcza niż miękkie parafiny asfaltowe. Niekorzystny wpływ parafiny asfaltowej można tłumaczyć tym, że kryształy parafiny zakłócają oddziaływania pomiędzy cząsteczkami asfaltu. Również zmiana objętości parafiny asfaltowej przy przejściu ze stanu ciekłego w stan stały pogarsza jakość lepiszcza [7].

Biorąc pod uwagę ilość czynników wpływających na zmianę właściwości lepiszczy z różną zawartością parafiny oraz różnice przy laboratoryjnym oznaczaniu jej zawartości, nie można jednoznacznie określić dopuszczalnej zawartości parafiny asfaltowej w lepiszczu asfaltowym. Aby prawidłowo wyznaczyć tę zawartość należy wziąć pod uwagę skład chemiczny asfaltu, metody jego produkcji, gatunek oraz konsystencję [7]. W normie PN-EN 12591 z 2004 roku dopuszczalna zawartość parafiny w asfalcie wynosiła 2,2%. W obecnie obowiązującej znowelizowanej wersji normy PN-EN 12591 z 2009 roku usunięto wymagania dotyczące zawartości parafiny asfaltowej w lepiszczach, poszerzając jednocześnie wymagania w zakresie indeksu penetracji.

Obecnie na rynku dostępnych jest wiele nowych dodatków parafinowych stosowanych do mieszanek mineralno-asfaltowych w technologii WMA w celu obniżenia temperatury ich wytwarzania. Pod względem właściwości, dodatki te znacząco różnią się od parafiny asfaltowej. Dodatki parafinowe charakteryzują się długimi wiązaniami łańcuchowymi, zawierającymi od 40 do 100 atomów węgla, a przedział temperaturowy w jakim następuje topnienie parafin zawiera się pomiędzy 70°C a 145°C i jest zdecydowanie wyższy niż w parafinach asfaltowych [8].

2. MATERIAŁY I PLAN BADAŃ

W referacie przedstawiono wyniki badań właściwości niskotemperaturowych lepiszczy modyfikowanych dodatkami parafinowymi. W celu określenia wpływu starzenia na zmianę właściwości niskotemperaturowych lepiszczy, określono temperaturę łamliwości wg Fraassa po starzeniu technologicznym (RTFO) i eksploatacyjnym (PAV). Zgodnie z metodyką przyjętą w Superpave (USA) zbadano lepiszcze asfaltowe z wybranymi dodatkami po starzeniu PAV w reometrze zginanej belki BBR (bending beam rheometer). Określono moduł

sztywności pełzania w ujemnej temperaturze oraz szybkość zmiany modułu sztywności w czasie po starzeniu PAV. Badanie pełzania wykonano w reometrze zginanej belki BBR w temperaturze -6°C, -12°C, -18°C.

Asfalt drogowy 35/50 poddano modyfikacji osiemnastoma dostępnymi na rynku dodatkami parafinowymi. W trakcie realizacji pracy badawczej przeanalizowano wpływ tych dodatków na zmianę konsystencji w niskiej, średniej i wysokiej temperaturze eksploatacyjnej oraz na zmianę lepkości asfaltu w temperaturze technologicznej (ze względu na dopuszczalną objętość artykułu, w referacie omówiono jedynie wyniki badań niskotemperaturowych). Po wstępnej selekcji dodatków przeprowadzono rozszerzone badania reologiczne z uwzględnieniem starzenia krótkoterminowego RTFO oraz długoterminowego PAV z wybranymi dodatkami parafinowymi. Modyfikację przeprowadzono w tych samych warunkach stosując dwie temperatury modyfikacji (150°C lub 190°C), zależnie od temperatury topnienia dodatku. Badano wpływ ilości dodatku na właściwości lepiszcza: każdy z dodatków parafinowych wprowadzany był do asfaltu w ilości: 2,0%, 2.5% oraz 3,0% w stosunku do masy wyjściowej asfaltu.

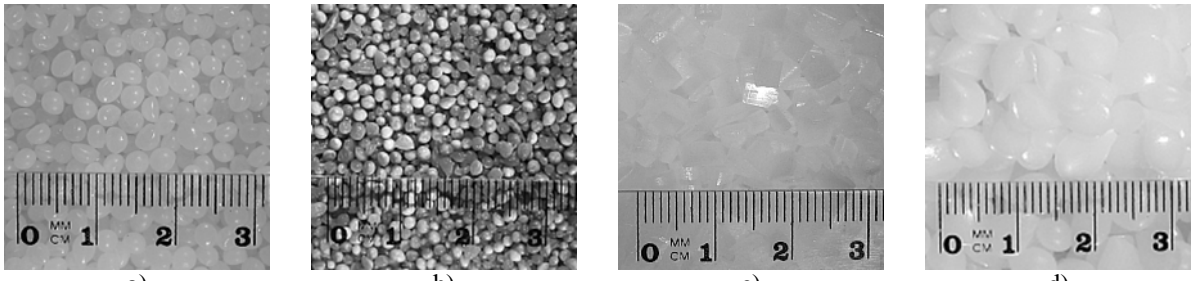
Na podstawie kart charakterystyk, osiemnaście dodatków parafinowych (kodowanych w pracy numerem 1 do 18) podzielono na cztery grupy:

- dodatki syntetyczne (1 do 2),
- dodatki naturalne modyfikowane (3 do 6),
- dodatki częściowo syntetyczne (7 do 15),
- dodatki rafinowane (16 do 18).

Dodatki parafinowe syntetyczne to związki otrzymywane w procesie Fischera – Tropscha. Nie wydzielają zapachu, a ich temperatura krzepnięcia wynosi od 70°C do około 100°C. Parafiny syntetyczne należące do tej grupy są najczęściej stosowanymi dodatkami w technologii WMA jako dodatki obniżające temperaturę technologiczną wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych (Rys. 1a).

Parafinowe dodatki naturalne modyfikowane są związkami w skład których wchodzą m. in. estry kwasów tłuszczowych. Dodatki te otrzymywane są w wyniku ekstrakcji różnych gatunków węgla brunatnego oraz charakteryzują się intensywnym zapachem. Ich temperatura krzepnięcia wynosi między 75°C a 145°C (Rys. 1b).

Do kategorii dodatków częściowo syntetycznych zaliczono alkany o zróżnicowanych właściwościach fizycznych i chemicznych. Temperatura krzepnięcia tych dodatków wynosi od 90°C do 140°C. Dodatki częściowo syntetyczne charakteryzują dość intensywnym zapachem. Do tej grupy zaliczane są również woski polietylenowe (Rys. 1c).



a) b) c) d)

Rys. 1 Przykład parafinowych dodatków modyfikujących: a) syntetyczny, b) naturalny modyfikowany, c) częściowo syntetyczny, d) rafinowany.

Ostatnią grupę stanowią dodatki rafinowane, czyli węglowodory mikrokrystaliczne powstałe w procesie oczyszczania i uszlachetniania substancji naturalnych. Dodatki te stosowane są głównie w chemii przemysłowej. Temperatura topnienia tych dodatków jest

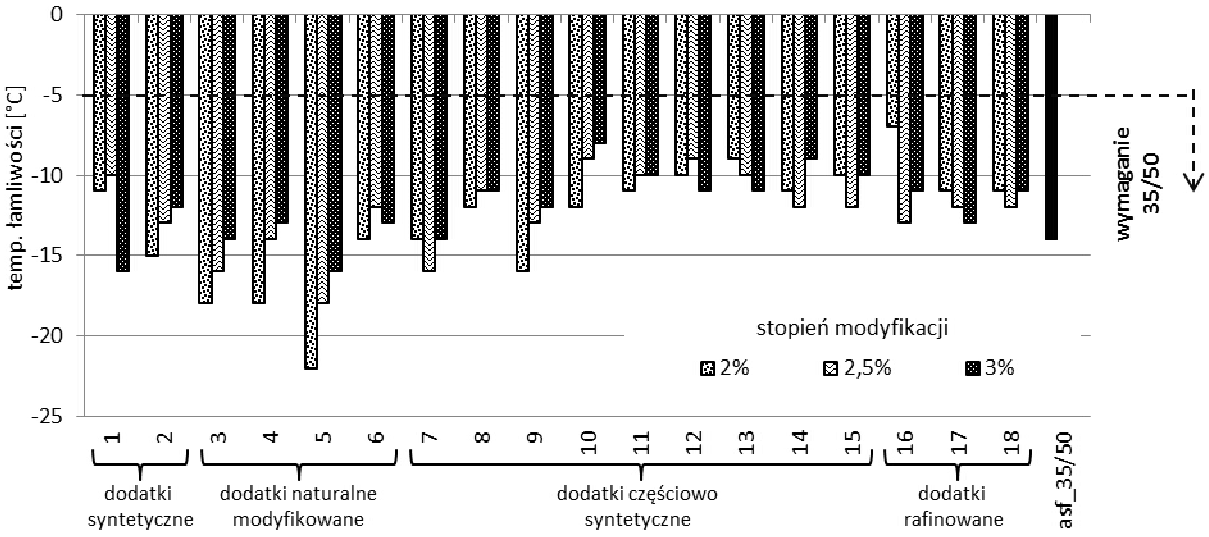
stosunkowo niska w porównaniu z innymi badanymi dodatkami parafinowymi i wynosi maksymalnie 70°C (Rys. 1d).

3. OCENA WŁAŚCIWOŚCI NISKOTEMPERATUROWYCH LEPISZCZY

Na podstawie badań wykonanych w Politechnice Warszawskiej [2] można stwierdzić, że większość dodatków parafinowych usztywnia lepiszcza asfaltowe w temperaturze eksploatacyjnej. Stopień usztywnienia lepiszcza uzależniony jest od ilości dodawanego modyfikatora. Niezmiernie istotne jest więc określenie stopnia usztywnienia lepiszcza asfaltowego w wyniku modyfikacji parafinami połączone z oceną właściwości niskotemperaturowych. Obecność związków parafinowych w lepiszczu asfaltowym powszechnie jest utożsamiana z pogorszeniem kohezji, zwiększeniem wrażliwości temperaturowej oraz spadkiem odporności na spękania w niskiej temperaturze [9].

3.1 Właściwości niskotemperaturowe lepiszczy przed starzeniem

Zachowanie się lepiszczy w niskiej temperaturze było oceniane na podstawie temperatury łamliwości wg Fraassa, która określa najwyższą temperaturę w której warstwa asfaltu nałożona na stalową płytkę pęka.



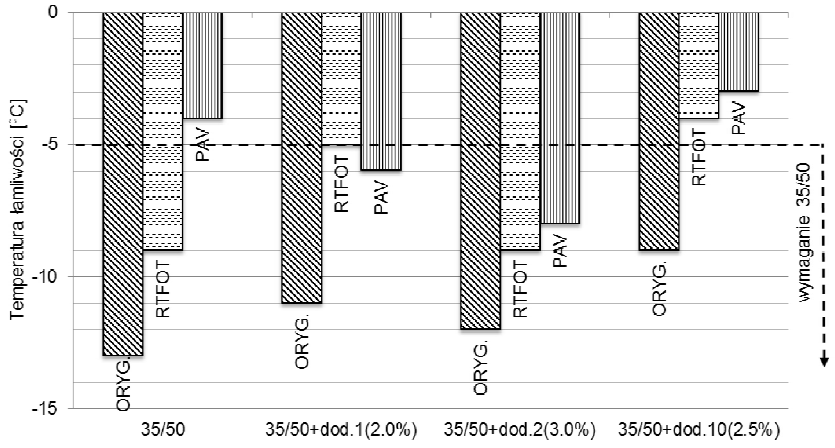
Rys. 2 Wyniki badań temperatury łamliwości wg Fraassa asfaltu 35/50 zmodyfikowanego dodatkami parafinowymi.

Analiza właściwości niskotemperaturowych (Rys. 2) wskazuje, że wszystkie badane dodatki parafinowe zmieniają właściwości asfaltu 35/50 w granicach wymagań normowych (<-5°C). Wszystkie dodatki modyfikujące przy najwyższym (trzy procentowym) stopniu modyfikacji powodują podwyższenie temperatury łamliwości, z wyjątkiem dodatku nr 5 który niezależnie od ilości modyfikatora poprawia właściwości niskotemperaturowe lepiszcza. Większość lepiszczy modyfikowanych dodatkami parafinowymi charakteryzuje się wzrostem temperatury łamliwości wraz ze zwiększeniem stopnia modyfikacji, jedynie dodatki 1, 13 oraz 17 wykazują odwrotne działanie.

3.2 Właściwości niskotemperaturowe lepiszczy po starzeniu

Nawierzchnia asfaltowa jest szczególnie narażona na powstawanie spękań niskotemperaturowych w wyniku gwałtownego spadku temperatury otoczenia oraz gdy lepiszcze asfaltowe utraci część swoich właściwości lepkich np. w wyniku postępującego procesu starzenia. Przy ocenie zachowania się materiału asfaltowego w ujemnej temperaturze mniej istotna jest częstotliwość oddziaływania czynnika niszczącego (np. pojazdy) w porównaniu do naprężeń wywołanych przez spadek temperatury. Dlatego w celu oceny właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych zasadne jest określanie sztywności asfaltu pod obciążeniem statycznym w badaniu pełzania w ujemnej temperaturze oraz szybkości zmiany modułu sztywności w czasie. Do zaawansowanych badań reologicznych w reometrze BBR wybrano modyfikatory 1, 2 i 10. Wybór ten podyktowany był względami ekonomicznymi nie przedstawionymi w tej pracy. W pracy przyjęto następujące oznaczenia: np. modyfikator nr 1 zastosowany w ilości 2%: oznaczenie 1/2%.

Na podstawie wyników badań temperatury łamliwości wg Fraassa przedstawionych na Rys. 3 można stwierdzić, że lepiszcze z dodatkami parafinowymi nr 1 i nr 10 po procesie starzenia RTFO charakteryzuje się podwyższoną temperaturą łamliwości o 5÷6°C w porównaniu do lepiszcza nie starzonego. Lepiszcze z dodatkiem nr 2 wykazało najmniejszą zmianę łamliwości w porównaniu do lepiszcza nie starzonego (+3°C).

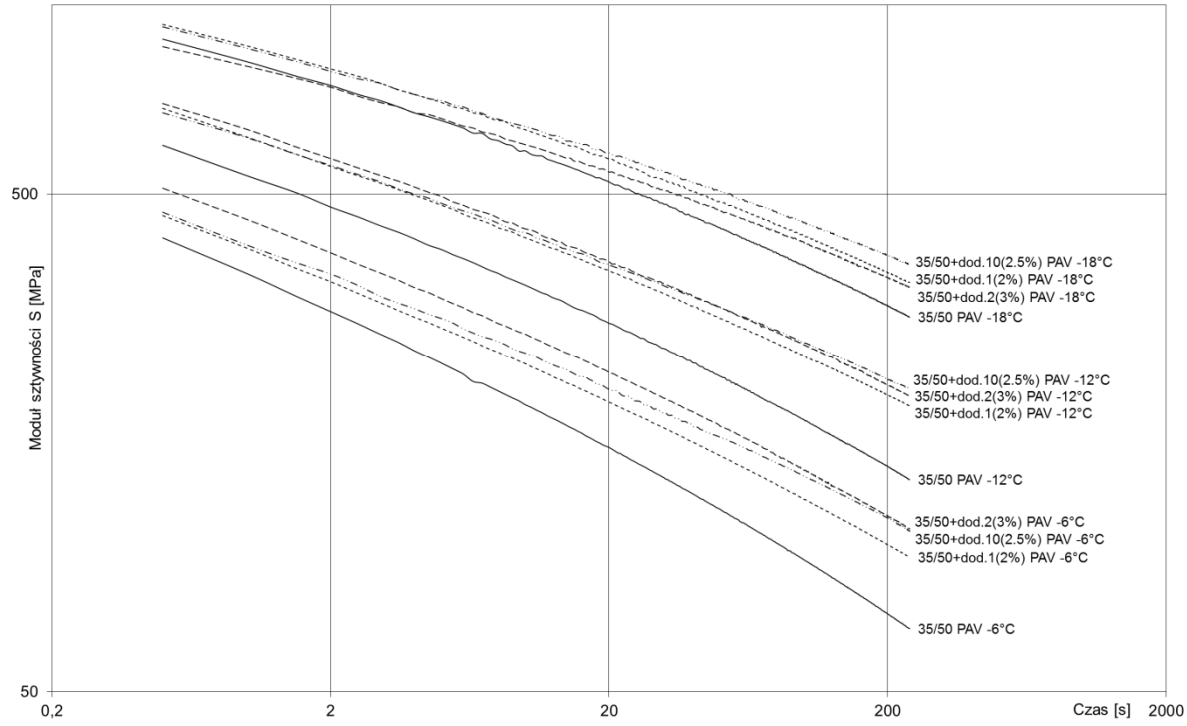


Rys. 3 Wyniki badań temperatury łamliwości wg Fraassa asfaltu 35/50 zmodyfikowanego wybranymi dodatkami parafinowymi po starzeniu RTFO i starzeniu PAV.

Na podstawie analizy zmiany temperatury łamliwości lepiszczy w wyniku starzenia PAV można stwierdzić, że lepiszcza zmodyfikowane dodatkami parafinowymi charakteryzują się znacznie mniejszą zmianą temperatury łamliwości niż asfalt 35/50. Wzrost temperatury łamliwości lepiszcza 35/50 po procesie PAV w porównaniu do temperatury łamliwości po starzeniu RTFO jest równy wzrostowi temperatury łamliwości lepiszcza 35/50 po procesie RTFO. Zmiana taka nie zachodzi w lepiszczach zmodyfikowanych dodatkami parafinowymi, w których po starzeniu RTFO nie zachodzą dalsze zmiany starzeniowe (Rys. **3**).

Analiza właściwości parametru m oraz modułu sztywności pełzania pozwala na określnie granicznej temperatury spełniającej wymaganie Superpave w zakresie ujemnej temperatury, co pozwala w przybliżony sposób prognozować o przydatności danego lepiszcza w odniesieniu do strefy klimatycznej. Na Rys. 4 porównano izotermy modułu sztywności lepiszcza 35/50 bez i z dodatkami parafinowymi w funkcji czasu obciążenia. Można stwierdzić, że wszystkie dodatki parafinowe powodują usztywnienie lepiszcza asfaltowego 35/50 w niskiej temperaturze eksploatacyjnej oraz, że stopień usztywnienia

jest porównywalny. Drugim ważnym kryterium decydującym o odporności na spękania niskotemperaturowe w przypadku asfaltów ponaftowych jest prędkość zmiany modułu sztywności w czasie obciążenia.



Rys. 4 Izotermy zmiany modułu sztywności w funkcji czasu obciążenia w badaniu pełzania asfaltu 35/50 zmodyfikowanego wybranymi dodatkami parafinowymi po starzeniu PAV.

Można zauważyć, że izotermy modułu sztywności lepiszcza 35/50 charakteryzują się większym nachyleniem niż izotermy lepiszczy z dodatkami parafinowymi, co świadczy o największej podatności tego lepiszcza w niskiej temperaturze. Spośród lepiszczy zmodyfikowanych parafinami, najmniejszą podatnością charakteryzuje się lepiszcze z dodatkiem nr 10 którego izotermy przy długim czasie obciążenia od 100s do 250s mają najmniejsze nachylenie.

Uwzględniając usztywnienie lepiszcza (moduł S) w wyniku oddziaływania procesu PAV oraz podatność lepiszcza wyrażoną nachyleniem izotermy modułu sztywności (parametr m) można określić wartość temperatury krytycznej wg Superpave wybierając wyższą temperaturę pomniejszoną o 10°C przy której spełnione są warunki $S \leq 300$ oraz $m \geq 0,3$ w 60-te sekundzie obciążenia (tablica 1).

Tablica 1 Zestawienie kryteriów Superpave do oceny dolnego zakresu funkcjonalnego PG wybranych lepiszczy.

Lepiszcze	–6°C		–12°C		–18°C		Temp. przy $S_{60} \leq 300$ [MPa]	Temp. przy $m_{60} \geq 0,3$ [°C]	Temp. krytyczna [°C]
	S [MPa]	m [-]	S [MPa]	m [-]	S [MPa]	m [-]			
35/50	109	0,331	203	0,289	408	0,248	-15,0	-10,0	-20
35/50 + dod. 1(2,0%)	141	0,286	269	0,249	464	0,227	-13,0	-3,0	-13
35/50 + dod. 2(3,0%)	162	0,288	283	0,250	446	0,212	-12,5	-4,0	-14
35/50 + dod. 10(2,5%)	155	0,263	283	0,231	487	0,203	-12,5	0,0	-10

Na podstawie uzyskanych wyników badań lepiszczy po starzeniu długoterminowym (PAV) w reometrze BBR można stwierdzić, że asfalt 35/50 charakteryzuje się najniższą temperaturą krytyczną spośród badanych lepiszczy (–20°C). Wszystkie trzy (1, 2 i 10) dodatki parafinowe podwyższają temperaturę krytyczną (tj. pogarszają właściwości niskotemperaturowe) o około 7-10°C. Zgodnie z oceną przebiegu izoterm modułu sztywności można stwierdzić, że dodatek nr 10 wpływający najbardziej na zmniejszenie podatności, powoduje największe podwyższenie temperatury krytycznej do poziomu -10°C.

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Ze względu na rosnącą popularność dodatków parafinowych do lepiszczy asfaltowych stosowanych w technologii WMA, istnieje konieczność kompleksowej oceny ich właściwości modyfikujących, w szczególności ich wpływu na właściwości niskotemperaturowe.

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że większość dodatków parafinowych usztywnia lepiszcza asfaltowe. Stopień usztywnienia lepiszcza uzależniony jest od rodzaju i ilości dodawanego modyfikatora.

Na podstawie wyników badania temperatury łamliwości wg Fraassa można stwierdzić, że dodatki parafinowe nowej generacji nie pogarszają właściwości niskotemperaturowych lepiszczy w zakresie wymagania przewidzianego dla lepiszcza wyjściowego, a dodatki z grupy parafin syntetycznych i parafin naturalnych modyfikowanych wpływają na obniżenie temperatury łamliwości lepiszcza. Charakterystyczną cechą lepiszczy z dodatkami parafinowymi jest inne zachowanie się po starzeniu w porównaniu do asfaltów tradycyjnych. Stwierdzono, że starzenie lepiszczy modyfikowanych parafinami zachodzi głównie w procesie starzenia krótkotrwałego (RTFO), niemniej jednak usztywnienie w procesie starzenia długotrwałego (PAV) powoduje niekorzystne podwyższenie dolnej granicy przydatności lepiszcza wynikające z klasyfikacji Superpave (podwyższenie dolnej temperatury funkcjonalnej PG).

Podziękowania

Niniejsza praca powstała przy wsparciu finansowym Narodowego Centrum Badań i Rozwoju oraz Firmy Mostostal Warszawa S.A. w ramach projektu celowego numer 6 ZR6 2009 C/07290pt. "Przyjazne dla środowiska mieszanki mineralno-asfaltowe na ciepło jako nowoczesne rozwiązanie technologiczne zwiększające wydajność budowy nawierzchni asfaltowych". Projekt jest realizowany we współpracy Politechniki Warszawskiej z Instytutem Badawczym Dróg i Mostów, Zakład Technologii Nawierzchni oraz z firmą Mostostal Warszawa S.A.

Autorzy dziękują prof. dr hab. inż. Jerzemu Piłatowi za cenne uwagi i pomoc w realizacji projektu badawczego oraz inż. Karolinie Matraszek za pomoc w wykonaniu badań laboratoryjnych.

Jan B. Król dziękuje za wsparcie otrzymane w ramach stypendium współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego, które przyznawane jest przez Centrum Studiów Zaawansowanych Politechniki Warszawskiej w ramach projektu „Program Rozwojowy Politechniki Warszawskiej”.

Piśmiennictwo

[1] D`Angelo J., Harm E., Bartoszek J., Baumgardner G, Corrigan M., Cowsert J., Harman T., Jamshidi M., Jones W., Newcomb D., Prowell B., Sines R., Yeaton B. Warm-Mix Asphalt: European Practice. FHWA Report. Washington 2008.
[2] Król J., Matraszek K., Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K. Właściwości lepiszczy asfaltowych modyfikowanych parafinami nowej generacji. Projekt MMAC – cz.1. Magazyn Autostrady 5/2011, str. 72-76.
[3] Kupryszewski G.: Wstęp do chemii organicznej. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1979.
[4] Gaweł I. Kalabińska M. Piłat J.: Asfalty drogowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2001.
[5] Łopieńska H. Nowe poglądy na zależność właściwości asfaltów od ich składu i budowy, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1969.
[6] Kamiński M., Kotula Z.: Parafina w asfaltach. Drogownictwo 11/2000.
[7] Gaweł I.: Problem parafiny w asfaltach drogowych. Drogownictwo 8/1997.
[8] Danowski M. Wpływ dodatków obniżających temperaturę zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych. Opracowanie na podstawie artykułu Larsa Kellera i Heinza Patzolda, Nowości Zagranicznej techniki drogowej 167/2007.
[9] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2004.

LOW TEMPERATURE PROPERTIES OF BITUMEN MODIFIED WITH NEW GENERATION OF THE PARAFFIN ADDITIVES

Summery

Using paraffin additives is one of the ways to decrease production temperature of hot mix asphalt (HMA). Paraffin modifier decreases binder viscosity thereby increases the effectiveness of covering a mineral mixture with a binder at lower temperature.

In the paper properties of bituminous binders modified with new generation paraffin additives are presented. WMA (Warm Mix Asphalt) modifiers are characterised together with their influence on low temperature properties of the binder.

Warm Mix Asphalt technology is ecological and improves the working environment during production and paving. Beneficial extension of the construction season and hauling distance are also possible but it cannot decrease the properties of final bituminous materials.

Based on the obtained results, decreasing of low temperature properties of bituminous binder modified by paraffin additives has not been observed. It was concluded that paraffin additives harden binders during ageing process.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Grzegorz MAZUREK[1]
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

ODPORNOŚĆ BETONU ASFALTOWEGO MODYFIKOWANEGO WOSKIEM SYNTETYCZNYM NA DEFORMACJE TRWAŁE

STRESZCZENIE

Celem badań była analiza wpływu nowoczesnego wosku syntetycznego F-T na deformacje trwałe betonu asfaltowego. Na wstępie wykonano badania oddziaływania modyfikatora na właściwości asfaltu 35/50, obejmujące takie cechy jak penetracja, temperatura mięknienia (indeks penetracji), temperatura łamliwości. Ocenę odkształcalności betonu asfaltowego wykonano przy wykorzystaniu oznaczenia pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym oraz testów koleinowania. Badania ujawniły efekt usztywnienia asfaltu poprzez wzrost koncentracji wosku syntetycznego F-T. Usztywnienie asfaltu w sposób bezpośredni rzutowało na obniżenie wielkości deformacji betonu asfaltowego. Wzrost koncentracji wosku syntetycznego F-T umożliwia również obniżenie temperatury zagęszczania betonu asfaltowego o około 30°C.

1. WSTĘP

Postępujący w kolejnych latach wzrost poziomu obciążeń na nawierzchnię drogową związany jest z ustawicznym wzrostem natężenia ruchu pojazdów oraz zwiększaniem się pojazdów ciężarowych w ogólnej strukturze ruchu. Oddziaływanie czynników klimatycznych na nawierzchnie w obszarze Polski należy do najbardziej niekorzystnych w porównaniu do innych krajów europejskich [1]. Na podstawie szeregu badań stwierdzono, że zniszczenia nawierzchni związane są głównie z rodzajem zastosowanego lepiszcza. Główną przyczyną powstawania odkształceń plastycznych mieszanek mineralno-asfaltowych jest efekt pełzania. Jest to zjawisko charakterystyczne dla materiałów z lepiszczem asfaltowym. Proces pełzania można zaobserwować w sytuacji poddania ścinaniu mieszanek w aspekcie długotrwałego stałego obciążenia lub przy zadanym gradiencie ścinania [2]. Dotyczy to sytuacji obciążenia w miejscach długich postojów pojazdów w rejonie skrzyżowań, parkingów [3]. Aby uzyskać mieszankę mineralno-asfaltową odporną na powstawanie kolein należy ograniczyć ilość asfaltu, tym samym uzyskując większą zawartość wolnych przestrzeni oraz wzrost nakładów na energię zagęszczania. Ograniczenie ilości asfaltu może doprowadzić do obniżenia odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu. W konsekwencji przyczyni się do pojawienia się przedwczesnych uszkodzeń [4]. O odporności betonu asfaltowego

[1] gmazurek@tu.kielce.pl

decyduje głównie struktura mieszanki mineralnej i związany z nią poziom kąta tarcia wewnętrznego. Jednakże wprowadzenie lepiszcza o wysokim poziomie lepkości, głównie lepkości strukturalnej, istotnie obniża podatność mieszanki mineralno-asfaltowej. Należy pamiętać, że mieszanki odporne na koleinowanie wymagają stosowania twardszych asfaltów oraz zaprojektowania rozbudowanej struktury kontaktowej co powoduje, że niezbędne jest aby proces otaczania odbywał się w wysokiej temperaturze oraz w trakcie zagęszczania niezbędne jest stosowanie ciężkich walców [5, 6].

Obniżenie nakładów związanych z podnoszeniem asfaltu do odpowiedniego poziomu lepkości i tym samym obniżanie oporu zagęszczania przy zwiększeniu odporności na odkształcenia trwałe można rozwiązać poprzez zastosowanie modyfikacji asfaltu związkami węglowodorów alifatycznych w postaci wosków syntetycznych (Fisher – Tropsh wax). Wzrost objętości wosku syntetycznego wpływa na rozproszenie fazy asfaltu redukując tym samym jego lepkość dynamiczną poniżej 2 Pas w temperaturze o około 10 - 30°C niższej w stosunku do temperatury asfaltu bazowego wynoszącej około 145°C [7, 8].

Zasadniczym celem pracy było wykazanie istotnych następstw obecności wosków syntetycznych w lepiszczu asfaltowym w podniesionych temperaturach. Ujawnione właściwoci są związane z obecnością struktur długich drobnokrystalicznych węglowodorów alifatycznych uzyskanych w procesie syntezy F-T [9]. Woski syntetyczne F-T różnią się od parafin naturalnych większą ilością atomów węgla w cząsteczce (40-100) podczas gdy ilość atomów węgla w naturalnych parafinach nie przekracza 40. W związku z tym w temperaturze poniżej 105°C woski ulegają krystalizacji i jako bardzo drobny wypełniacz mineralny usztywniają strukturę asfaltu [9, 10]. Tym samym podnoszą poziom lepkości struktury nienaruszonej i temperatury mięknienia asfaltu oraz obniżają jego poziom penetracji.

2. MATERIAŁY UŻYTE DO BADAŃ LEPISZCZY MODYFKOWANYCH

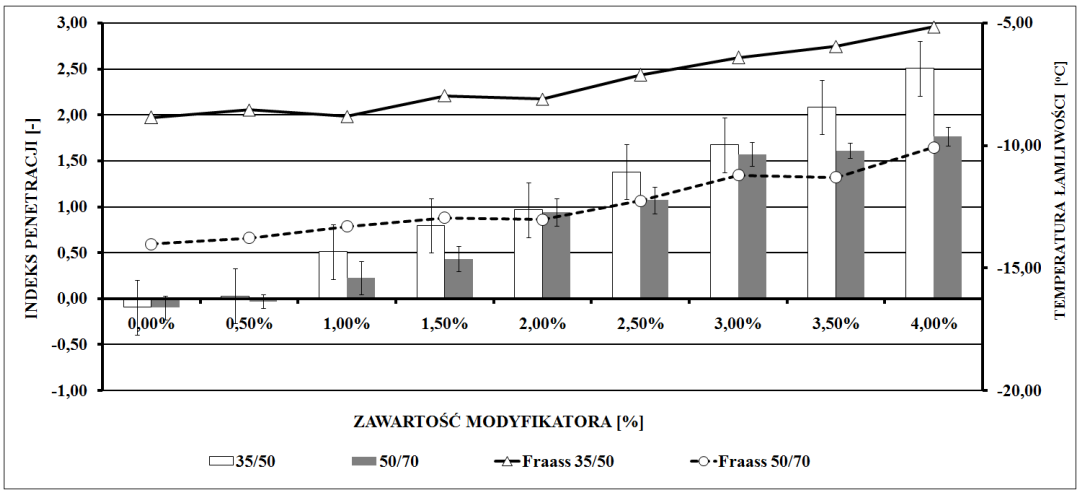
Badania właściwości reologicznych wykonano dla dwóch asfaltów o penetracji 35/50 oraz 50/70. Jako modyfikator zastosowano twardy wosk alifatyczny F-T (w procesie syntezy Fishera - Tropscha). Modyfikację wykonano w warunkach laboratoryjnych. Celem badania była ocena jakości wykonanej modyfikacji oraz wskazanie stopnia zmianreologicznych wywołanych różnym stopniem modyfikacji asfaltu woskiem syntetycznym.

2.1. Przygotowanie próbek asfaltu

Badane asfalty zostały zmodyfikowane woskiem syntetycznym F-T w ilości od 0,5% do 4% z krokiem 0,5%. wagowo. Proces przygotowania obejmował wydzielenie próbki asfaltu, dla każdego poziomu modyfikacji, w ilości 250g. Następnie próbka została podgrzana do temperatury 155°C i utrzymana w tej temperaturze przez 30 min. Kolejny etap polegał na ich wymieszaniu w celu zwiększenia homogenizacji i obejmował mieszanie w blenderze przy zachowaniu stałej temperatury przy 400 obr/min. Ocenę jakości wykonano zgodnie z [11].

2.2. Badanie podstawowych właściwości asfaltu

Badanie właściwości podstawowych asfaltu modyfikowanego woskiem syntetycznym w aspekcie jego reologii wykonano przy pomocy penetracji oraz temperatury mięknienia. Obie wielkości wyrażono przy pomocy indeksu penetracji. Indeks penetracji stanowi ocenę wrażliwości termicznej asfaltu i wskazuje na charakter zmian sztywności asfaltu w czasie zmiany temperatury. Ponadto badania zostały uzupełnione o oznaczenie temperatury łamliwości wg Fraassa asfaltu poddanego modyfikacji różną zawartością wosku syntetycznego F-T. Wyniki badania przedstawiono na Rys.1.

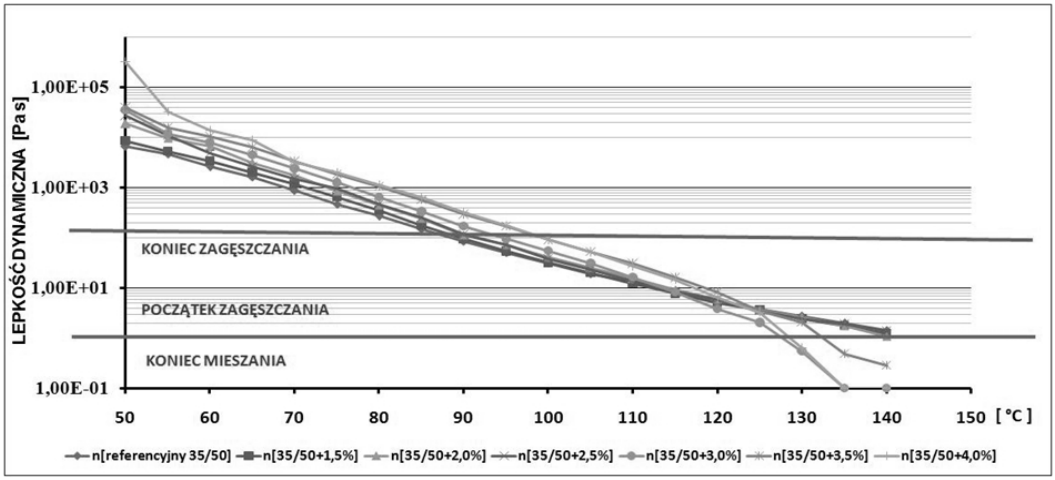


Rys. 1. Indeks penetracji oraz temperatura wg Fraassa dla asfaltów 35/50 oraz 50/70.

Wartości słupków błędów reprezentują rozszerzoną niepewność pomiaru wyniku pośredniego wg algorytmu [12] bazującej na ocenie odchylenia standardowego, błędu eksperymentatora oraz tolerancji urządzenia. Należy zwrócić uwagę, że w miarę wzrostu ilości modyfikatora poziom indeksu penetracji również wzrasta. Wartość indeksu penetracji dla asfaltów 35/50 oraz 50/70 nie poddanych modyfikacji wynosi około 0. Wartość indeksu penetracji dla wartości 4% modyfikatora wosku dla asfaltu 35/50 osiągnęła wartość +2,5, co wskazuje na przejście asfaltu w stan żelu. W odniesieniu do asfaltu 50/70 poziom indeksu penetracji również ulega wzrostowi. W przypadku tego asfaltu poziom wartości indeksu penetracji, przy koncentracji wosku syntetycznego F-T wynoszącego 4,0%, jest mniejszy o około 0,5 w porównaniu do zastosowania asfaltu 35/50. Zalecana wartość indeksu penetracji ze względu na zachowanie pewnej rezerwy elastyczności powinna nie przekraczać wartości +2. Przebieg zmienności poziomu temperatury łamliwości wg Fraassa może stanowić wskazówkę na temat zmian strukturalnych zachodzących w asfalcie. Dla ilości około 2,0% - 2,5% ujawnia się pewien zauważalny wzrost temperatury łamliwości wskazujący na podnoszenie się kruchości asfaltu. W tym przypadku dalsze zwiększanie wosku syntetycznego F-T może przyczynić się do wzrostu prawdopodobieństwa spękań indukowanych niskimi temperaturami. Dlatego też początek tego zjawiska należy traktować jako górną wartość modyfikacji. W związku z tym najbardziej optymalną wartością stężenia wosków syntetycznych w asfalcie jest wartość 2,5%. Ten stan rzeczy wskazuje, że modyfikacja asfaltów powinna się odbywać poprzez świadome projektowanie lepiszcza z uwzględnieniem jego reologii poprzez przesunięcie proporcji pomiędzy częścią sprężystą reakcji asfaltu w stosunku do części lepkiej w zakresie indeksu penetracji od 0 do +2.

2.3. Lepkości dynamiczNE w funkcji temperatury

Badanie lepkości w pierwszej kolejności miało na celu określenie sił spójności asfaltu poddanego modyfikacji woskiem syntetycznym. Drugim wymiarem tego badania było wskazanie wpływu koncentracji wosku syntetycznego F-T na zmiany zachodzące w strukturze asfaltów. Ten rodzaj badań ma na celu określenie najbardziej właściwej temperatury zagęszczania oraz ocenę minimalnej temperatury w której następuje początek procesu krystalizacji wosku. Badanie wykonano wg [13]. Wyniki przebiegu zmienności lepkości dynamicznej w zakresie 50°C do 150°C przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Lepkość dynamiczna w funkcji temperatury

Należy zwrócić uwagę, że dla obu asfaltów (35/50 oraz 50/70) istnieją dwa charakterystyczne przedziały. Pierwszy jest zauważalny w temperaturze 80°C - 90°C. Poniżej tego przedziału następuje usztywnienie struktury asfaltu zauważalne jako odchylenie od linii wykresu asfaltu referencyjnego. Drugi przedział to w temperatura 100°C- 110°C. Powyżej tego zakresu temperatury następuje sukcesywne rozproszenie fazy asfaltu przez wosk syntetyczny F-T redukując tym samym zakres lepkości do poziomu od 0,2 do 2 Pas sprzyjającej poprawnemu otoczeniu kruszywa przez asfalt [2]. Na wykresie zmian lepkości w funkcji temperatury (rys. 2), nagły spadek lepkości przyczynia się do poprawnego otaczania ziaren kruszywa przez asfalt 35/50 w temperaturze powyżej 125 °C. Tym samym minimalny poziom temperatury asfaltu (lepkość od 2 do 20 Pas), odpowiedzialnej za właściwe zagęszczenie kompozytu mineralno-asfaltowego, może być obniżony do około 100°C.

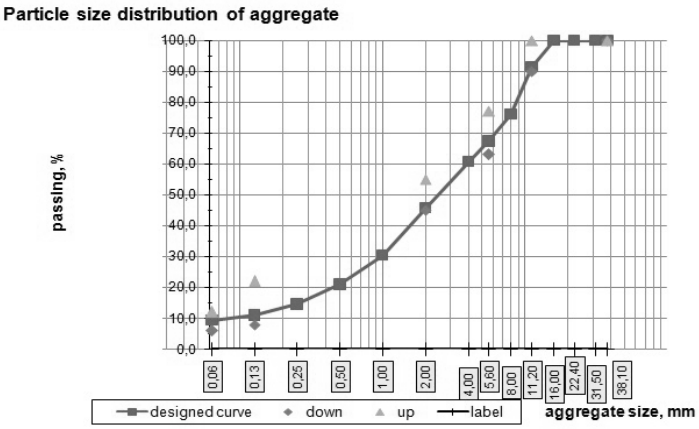
3. BADANIE ODKSZTAŁCEŃ TRWAŁYCH W BETONIE ASFALTOWYM Z WOSKIEM SYNTETYCZNYM

Badania wpływu obciążeń na deformację betonu asfaltowego wykonano dla betonu asfaltowego AC 11 S przeznaczonego na ruch kategorii KR 3-4. Jako lepiszcze zastosowano asfalt 35/50 modyfikowany różną zawartością wosku syntetycznego. Kluczowymi metodami badawczymi było oznaczenie pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym (uproszczone ściskanie trójosiowe) oraz odporności na deformacje trwałe betonu asfaltowego za pomocą testów koleinowania.

3.1. Projekt mieszanki mineralno-asfaltowej

Do badań wykorzystano mieszankę mineralno-asfaltową AC 11 S dla KR 3-4 wg WT-2/2010 [14] oraz PN-EN 13108-01[15]. Wartość asfaltu ustalono na poziomie 5,2 co stanowi wartość minimalną dla tego typu uziarnienia mieszanki przy danych gęstościach kruszyw. Wartość tą ustalono na podstawie badań wytrzymałościowych. Ideą przewodnią projektowania optymalnego stosu okruchowego było uzyskanie takiego przebiegu krzywej uziarnienia mieszanki aby uzyskać dużą zawartość frakcji grysowych przy uzyskaniu maksymalnej gęstości szkieletu mineralnego. W tym celu zastosowano autorski optymalizacyjny algorytm projektowania składu stosu okruchowego napisany w języku VBA (ang. *Visual Basic for Application*), którego rdzeniem było wykorzystanie aproksymującej funkcji celu (znanej z modelowania regresyjnego). W wyniku optymalizacji osiągnięto

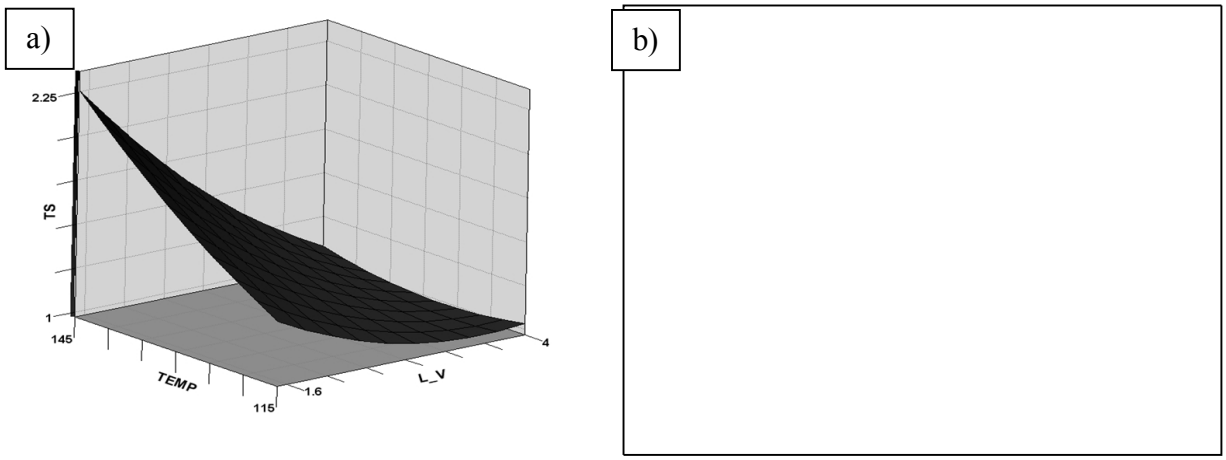
mieszankę składającą się w 55% ze skał gabro (2/5, 5/8, 8/11). Jako kruszywo doziarniające stanowiły piasek granitowy 0/2 oraz mieszanka dolomitowa 0/4. Wyniki optymalizacji przedstawiono na Rys. 3.



Rys. 3. Krzywa uziarnienia po procesie optymalizacji.

3.2. Badanie ściskania dynamicznego w układzie skrępowania bocznego

Badanie pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym wykonano zgodnie z [15, 16] metoda B. Dla uzyskania homogenicznego stanu naprężeń w próbkach zalecane jest ich wykonanie w stosunku wysokość/średnica w przedziale 1 do 2. Wg normy minimalna średnica oraz wysokość wynosi 50 mm w sytuacji maksymalnego wymiaru kruszywa mniejszego niż 16 mm. W związku z tym do przygotowania próbek zaadoptowano wymagania przygotowania próbek wg Zeszytu IBDiM 48/95[17].
Wynik badania stanowi ustalenie dwóch wielkości: całkowite odkształcenie oznaczonej jako TS [%], oraz szybkość przyrostu deformacji oznaczonej jako RTS [ε /cykl]. Poszukiwany model empiryczny został ustalony na planie eksperymentu czynnikowego kompozycyjnego. Dziedzinę stanowiły dwa czynniki: ilość modyfikatora wosku syntetycznego F-T (L_V) dla konfiguracji 1.5, 2.5, 3.0, 4.0%, oraz temperatura zagęszczenia (TEMP) dla konfiguracji 115, 125,130,145°C. W wyniku przeprowadzonego eksperymentu uzyskano model (Rys. 4). Ocenę parametrów modelu zamieszczono w tabeli 1.



Rys. 4. Wyniki badania trójosiowego ściskania ze skrępowaniem bocznym: a) parametr TS [%],
b) parametr RTS [ε /cykl].

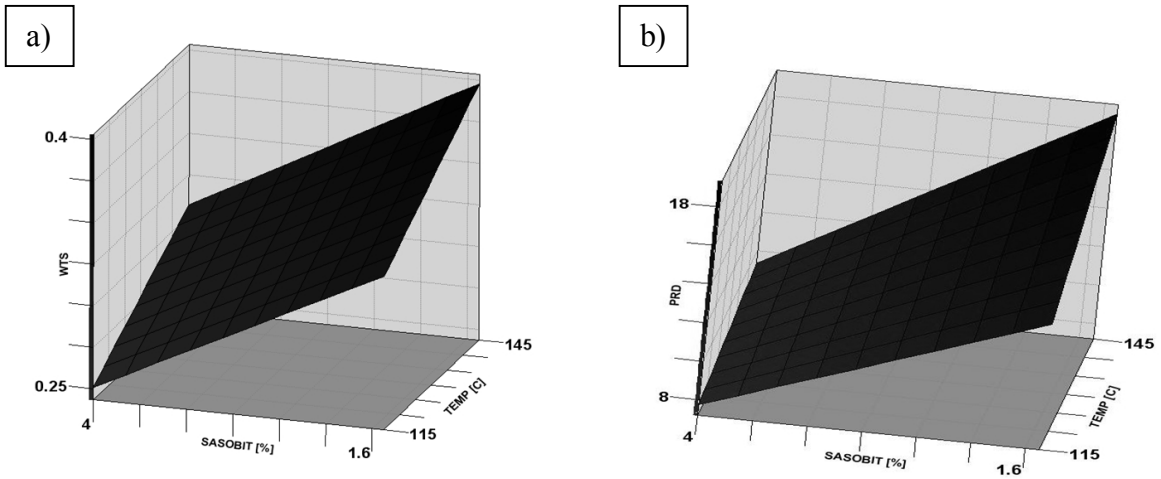
Tabela 1. Ocena parametrów modelu

	Ln(RTS) (R^2=0,87)		TS (R^2=0,84)	
Parametr	Ocena	Pr > |t|	Ocena	Pr > |t|
L_V	3.145083	0.0001	1.335684	0.001517
TEMP	0.021689	0.545689	0.582428	0.017201
L_V*L_V	0.152282	0.128462	0.074939	0.330464
L_V*TEMP	0.128318	0.15916	0.30881	0.06458
TEMP*TEMP	0.176926	0.104347	0.021756	0.59363

Wyniki analizy wskazują na niezwykle istotny wpływ obecności wosku syntetycznego F-T w asfalcie na poziom usztywnienia struktury betonu asfaltowego (p-value < 0,05). W odniesieniu do parametru TS również temperatura zagęszczenia odgrywa istotną rolę. W związku z tym niezwykle istotnym czynnikiem jest zawartość wosku syntetycznego F-T a w szczególności jego faza krystaliczna w kompozycie asfaltu. Należy zwrócić uwagę, że wraz ze wzrostem temperatury dla danego poziomu wosku syntetycznego F-T następuje wzrost wielkości oraz szybkości powstawania deformacji trwałej. Fakt ten jest prawdopodobnie związany z efektem przegęszczenia mieszanki ze względu na zbyt niską lepkość lepiszcza. W związku z tym nie można tego typu mieszanek zagęszczać tak samo jak betonu asfaltowego z asfaltem zwykłym.

3.3. Badanie odporności na deformacje trwałe

Badanie odporności na deformacje trwałe wykonano zgodnie z wymaganiami [14, 18]. Stanowi ono podstawowy parametr oceniający przydatność zagęszczonych mieszanek mineralno-asfaltowych w aspekcie powstawania deformacji trwałych w procesie eksploatacji. Wynik badania stanowi ustalenie dwóch wielkości: przyrost koleiny WTS_{AIR} [mm/1000 cykli], oraz względna głębokość koleiny PRD [14]. Dziedzinę stanowiły dwa czynniki: ilość modyfikatora wosku syntetycznego (L_V) dla konfiguracji 1.5, 2.5, 4.0%, oraz temperatura zagęszczenia (TEMP) dla konfiguracji 115, 125 i 145°C. W wyniku przeprowadzonego eksperymentu uzyskano następujący model (Rys. 5). Ocenę parametrów modelu zamieszczono w Tabeli 2.



Rys. 5. Wyniki badania koleinowania: a) parametr WTS_{AIR} [mm/1000 cykli], b) parametr PRD [%].

Tabela 2. Ocena parametrów modelu

	WTS_{AIR} (R^2=0,83)		PRD (R^2=0,98)	
Parametr	Ocena	Pr > |t|	Ocena	Pr > |t|
L_V	0.06375	0.00921	3.525	0.0002
TEMP	-0.09625	0.001257	-8.625	0.0001
L_V*TEMP	-0.00375	0.831535	-2.125	0.0027

Wyniki analizy wskazują na istotny efekt wpływu ilości wosku syntetycznego F-T na sztywność betonu asfaltowego. Zasadniczo poziom krystalizacji wosku syntetycznego F-T odgrywa największy wpływ na zmiany obu rozpatrywanych cech. Nie mniej jednak poziom temperatury zagęszczania również odgrywa istotną rolę co może mieć związek z optymalnym poziomem zawartości wolnych przestrzeni. Podobnie jak w trakcie badań pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym wzrost temperatury zagęszczania przy danej zawartości wosku syntetycznego F-T powoduje obniżenie parametru WTS_{AIR} co znacznie podwyższa sztywność betonu asfaltowego w trakcie eksploatacji. W temperaturze 115 °C uzyskano najmniejszy poziom parametru WTS_{AIR} lecz przy znacznej ilości wosku syntetycznego F-T. Podobną zależność odnotowano przy pomiarze parametru PRD. Graniczną wartością parametru WTS_{AIR} wg [14] wynosi 0,5. Przy redukcji temperatury zagęszczania w zakresie od 120°C do 125°C oraz dodaniu wosku syntetycznego F-T w ilości 2,5% można uzyskać redukcję parametru WTS_{AIR} o około 50% w stosunku do wartości granicznej zgodnej z WT-2/2010. Taki stan rzeczy sugeruje, że można dokonać obniżenia temperatury zagęszczenia o około 30°C przy wykorzystaniu wosku syntetycznego w ilości do 3% przy braku istotnego wzrostu kruchości lepiszcza asfaltowego.

4. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych badań sformułowano następujące wnioski:

- modyfikacja asfaltu woskiem syntetycznym powoduje wzrost indeksu penetracji oraz wzrost temperatury Fraassa powyżej 2,5%,
- asfalt modyfikowany woskiem syntetycznym umożliwia otaczanie ziarn kruszywa w temperaturze od 125 °C,
- właściwości wosku syntetycznego umożliwiają obniżenie temperatury zagęszczania o około 30°C,
- wosk syntetyczny wywiera niezwykle istotny wpływ na wzrost sztywności betonu asfaltowego. badania przy pomocy testów koleinowania oraz pełzania dynamicznego ze skrępowaniem bocznym ujawniły silny wpływ obecności wosku syntetycznego F-T na wzrost odporności na deformacje trwałe o około 50% przy zawartości modyfikatora w asfalcie w ilości 2,5%.

Piśmiennictwo

[1] Błażejowski K., Sybilski D. Nawierzchnie bitumiczne w polskim klimacie. Drogownictwo. 1, 1994.
[2] Stefańczyk B., Mieczkowski P. Mieszanki mineralno-asfaltowe - Wykonawstwo i badania. WKŁ. Warszawa, WKŁ, 2008.
[3] Grabowski W., Słowik M. Badania właściwości reologicznych asfaltów drogowych modyfikowanymi polimerami. Foundations of Civil and Environmental Engineering. 3, 2002.
[4] Judycki J., Dołżycki B., Jaskuła P. Przedwczesne uszkodzenia nawierzchni asfaltowych. I Kongres Drogowy. 5-7 październik 2006, str. 9.
[5] Piłat J., Radziszewski P. Nawierzchnie asfaltow. Warszawa : WKŁ, 2008.

[6] Monismith C. L., Epps J. A., Finn F. N. Improved Asphalt Mix Design. The Association of Ashalt Paving Technologists. 1985, Tom 54.
[7] Danowski M., Application of hot mix asphalt of low-term consolidation – german experiences . Nowości Zagranicznej Techniki Drogowej. 2007, 196, strony 12-35.
[8] Hurley G, Prowell B. NCAT report 05-06. Evaluation of Sasobit_ for use in warm mix asphalt. Auburn, 2005.
[9] XIAOHU LU, M. LANGTON, P. Wax morphology in bitumen. OLOFSSON JOURNAL OF MATERIALS SCIENCE. 2005, Tom 40, strony 1893 – 1900.
[10] D., Lesueur. The colloidal structure of bitumen: Consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification. Advances in Colloid and Interface Science. 145, strony 42-82.
[11] Information, Product. The Bitumen Additive for Highly Stable Easy Compatible Asphalts. 2008.
[12] H., Szydłowski. Międzynarodowe normy oceny niepewności pomiarów. Postępy Fizyki. Poznań : Wydział Fizyki Uniwersytetu Adama Mickiewicza, 2000, Tom 51, Zeszyt 2.
[13] EN-13702-2:2003. Bitumen and Bituminous Binder – Detrmination of dynamic viscosity of modified bitumen – Part 2. Coaxial cylinders method.
[14] WT-2/2010, Wymagania Techniczne. Mieszanki mineralno-asfaltowe, Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, GDDKiA 2010. 2010.
[15] PN-EN13108-1:2006. Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Wymagania - Beton asfaltowy.
[16] PN-EN12697-25. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 25: Badanie cyklicznego, jednoosiowego ściskania (oryg.), metoda B.
[17] Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. Warszawa : GDDKiA, 2001.
[18] PN-EN12697-22. .Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 25: Koleinowanie.

DEFORMATION RESISTANCE OF ASPHALT CONCRETE MODIFIED WITH SYNTHETIC WAX

Summary

The purpose of research was an analysis of the effect of modern synthetic wax F-T on permanent deformation in asphalt concrete. First, the evaluation of synthetic wax F-T effect on neat bitumen 35/50 was carried out. Next, bitumen properties were analysed: penetration, softening point (penetration index), and breaking point temperature. The evaluation of deformation in asphalt concrete was made by means of dynamic creep with lateral confinement and rutting test. The study revealed the effect of stiffening of bitumen as the synthetic wax F-T content increased. Bitumen stiffening directly affected reduction of deformation in asphalt concrete. Synthetic wax F-T concentration increase enables compaction temperature reduction about 30 °C.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Paweł MIECZKOWSKI[1]
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

EFEKTYWNOŚĆ ZAGĘSZCZANIA GORĄCYCH MMA OCHŁADZANYCH WODĄ

STRESZCZENIE

Mieszanki mineralno-asfaltowe (MMA) osiągają swoje docelowe właściwości po uzyskaniu wymaganej gęstości objętościowej. W skali technicznej powinien to zapewnić proces zagęszczania, który jest inicjowany już podczas rozkładania rozścielaczami (deska wibracyjna połączona z ubijakami), a właściwy poziom gwarantuje praca walców. Planowanie tych działań powinno uwzględniać zmiany lepkości lepiszcza, który to parametr jest zależny od temperatury. Wpływ na szybkość spadków temperatury w mieszance ma woda. Newralgicznym miejscem w konstrukcji ze względu na jej trwałość zmęczeniową jest spód warstw asfaltowych. Praktyka wykonawcza pokazuje, ze uzyskanie wymaganych gęstości w tym miejscu przekroju jest niejednokrotnie trudne do osiągnięcia, np. ze względu na zawilgocenie niezwiązanej warstwy podbudowy. Ten problem można jednak eliminować, podejmując pewne kroki na etapie projektowania układu warstw.

SŁOWA KLUCZOWE: straty ciepła, efektywność zagęszczania, wolna przestrzeń, mieszanki mineralno-asfaltowe, gęstość objętościowa, mieszanki przeciwspękaniowe

1. WPROWADZENIE

Parametry wytrzymałościowe mieszanek mineralno-asfaltowych na etapie ich eksploatacji zależą w różnym stopniu od kohezji mastyksu (mieszaniny asfaltu, wypełniacza oraz drobnego piasku) oraz kąta tarcia wewnętrznego, kształtowanego przez frakcje grysowe kruszywa. Oba te czynniki odpowiadają za odporność na powstawanie deformacji trwałych. W przypadku zaistnienia naprężeń rozciągających decydującym elementem jest kohezja, która maleje wraz ze wzrostem wolnej przestrzeni (m.in. w jej części mastyksowej). Wszelkiego rodzaju nieciągłości w strukturze (pory) osłabiają ją i mogą przyspieszyć efekt destrukcji. Miejscem intensyfikacji naprężeń rozciągających jest spód warstw asfaltowych. W wyniku ugięć warstw konstrukcji od ruchu pojazdów samochodowych, wzrastających wraz z postępującym procesem zmęczenia materiału, może dojść w znacznie krótszym czasie do przekroczenia granicznej wartości odkształcenia mieszanki, a tym samym szybszej inicjacji spękań.
Zwiększona wolna przestrzeń w dolnej strefie warstw asfaltowych jest wielokrotnie wynikiem niedostosowania technologii wbudowywania do warunków zewnętrznych. Jedną z przyczyn tego może być dążność wszystkich stron procesu inwestycyjnego do maksymalnego

[1] pawel.mieczkowski@zut.edu.pl

skrócenia czasu budowy. Dla wykonawcy wiąże się to z oszczędnościami, dla inwestora z możliwością szybszego oddania drogi do ruchu, a tym samym zmniejszenia uciążliwości dla użytkowników i okolicznych mieszkańców. Powinno to znaleźć swoje odzwierciedlenie na etapie projektowania nawierzchni, dostosowania układu warstw czy ich właściwości do warunków. Takie działania pozwolą eliminować błędy czy niedociągnięcia zanim się one pojawią.

2. TEORETYCZNE SPADKI TEMPERATUR W WARSTWACH ASFALTOWYCH

Przepływ ciepła w gorącej warstwie MMA odbywa się w wyniku przewodzenia w stanie nieustalonym. Prędkość tego zjawiska zależy od współczynnika przewodności cieplnej λ mieszanki mineralno-asfaltowej oraz współczynnika wnikania ciepła α, charakteryzującego zdolność środowiska zewnętrznego do poboru ciepła. Przebieg procesu definiuje równanie różniczkowe Fouriera jako iloczyn dwóch funkcji: czasu i przestrzeni, przedstawione za pomocą wzoru (1) [3, 4]. Jego poprawność zweryfikowano w wielu badaniach [5, 6].

$$T_{(x)} = T_{oś} + \left[\left(\sum_{n=1}^{n=\infty} e^{-\delta_n^2 Fo} \frac{2 \sin \delta_n}{\delta_n + \sin \delta_n \cos \delta_n} \cos \delta_n \frac{x}{s_m} \right) \cdot \left(T_p - T_{oś} \right) \right] \tag{1}$$

gdzie: $T_{(x)}$ – temperatura warstwy MMA w chwili τ i w odległości x od płaszczyzny leżącej w osi tej warstwy, [K]; T_p – temperatura początkowa warstwy MMA w czasie $\tau = 0$, [K]; $T_{oś}$ – temperatura ośrodka, w którym znajduje się ciało, [K]; δ_n – wartości odciętych uzyskane z przecięcia funkcji $y_1 = \mathrm{ctg}\delta_i$ oraz $y_2 = \frac{\delta_i}{Bi}$, s_m – odległość prostopadła powierzchni ciała od płaszczyzny leżącej w osi ciała, [m]; x – odległość rozpatrywanego punktu od płaszczyzny leżącej w osi warstwy MMA, [m]; Bi – liczba Biota, charakteryzująca stosunek oporu przewodzenia do oporu wnikania ciepła, Fo – liczba Fouriera, określająca nieustalony charakter procesu wymiany ciepła.

Spadki temperatury na spodzie warstw asfaltowych w pierwszych minutach wbudowywania są w głównej mierze wynikiem oddziaływania podłoża. Możliwości kompensacji strat ciepła w obszarze jej dolnej powierzchni są niewielkie i przesunięte w czasie, ze względu na niskie wartości współczynnika λ mieszanki mineralno-asfaltowej [5, 6].

Pobór ciepła przez niższe warstwy konstrukcyjne z gorącej MMA powinien odbywać się przez przewodzenie (przy braku wolnej przestrzeni pomiędzy warstwami). Taka forma przepływu nie powinna jednak powodować gwałtownych zmian temperatury. Jest to związane z przewodnością materiałów warstw podłoża. Większość z nich charakteryzuje się zwiększoną wolną przestrzenią (rzędu 15-25%), co pod względem izolacyjności powinno przesuwać je w kierunku materiałów usypanych [3]. W praktyce obok przewodzenia zachodzą inne zjawiska potęgujące pobór ciepła z gorącej MMA, a odpowiedzialna jest za to woda. Oziębia ona spodnią część wbudowywanej mieszanki, przy czym nie jest pod względem siły oddziaływania elementem stałym (i to zarówno w przypadku ilości jak i temperatury). W tym obszarze, nawet przy znacznym zawilgoceniu podłoża, oddziaływanie błonki (warstewki) może mieć charakter chwilowy. Będzie to dotyczyć okresu do momentu podgrzania wody zalegającej w podłożu w bezpośrednim sąsiedztwie z gorącą MMA, która w dalszym etapie jest zamieniana w parę. Elementem pogłębiającym oziębianie będzie jej forma gazowa, która penetrując strukturę mieszanki może przyspieszyć ten proces w jej głębszych warstwach. Takie zachowanie można obserwować przede wszystkim w pierwszym okresie, przed najazdem walców zagęszczających, kiedy struktura mieszanki jest porowata. Pozwala to na swobodną migrację pary wodnej, która przemieszczając się w porach materiału oziębia go.

Zdolność do poboru ciepła przez wodę w wyniku konwekcji swobodnej można wartościować w oparciu o wzory uproszczone w zależności od charakteru przepływu. Wartość współczynnika wnikania α przy przepływie uwarstwionym $\left(\mathrm{Gr}\cdot\mathrm{Pr} = 5\cdot 10^2 \div 2\cdot 10^7\right)$ można określić ze wzoru (2), natomiast przy przepływie burzliwym $\left(\mathrm{Gr}\cdot\mathrm{Pr} > 2\cdot 10^7\right)$ ze wzoru (3) [3].

$$\alpha_s = A\cdot\left(\frac{\Delta T}{h}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{2}$$

$$\alpha_s = \frac{0{,}14}{0{,}59}\cdot A\cdot\Delta T^{\frac{1}{3}} \tag{3}$$

gdzie: A – współczynnik, określający charakter przepływu wody [3], h – wymiar charakterystyczny warstwy oziębianej MMA (mniejszy z wymiarów), [m]; ΔT – różnica pomiędzy temperaturą powierzchni warstwy MMA a temperaturą wody, [K].

Wzory (2) i (3) zostały opracowane w oparciu o badania empiryczne, w których dla określonej temperatury i warstwy wody o stałej grubości wyznaczano wielkość parametru A. Dla przypadku MMA, wbudowywanej na zawilgoconym podłożu, zmienna temperatura wody, jej ilość jak również zachodzące zmiany stanu skupienia wymuszają wprowadzenia korekt w wartościach A, a tym samym i wielkości współczynnika wnikania ciepła α_s.

3. LABORATORYJNA WERYFIKACJA WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA *A*

Weryfikację wartości współczynnika A przeprowadzono w oparciu o ustalenie najmniejszych średnich odchyleń (Ψ) pomiędzy temperaturami teoretycznymi i rzeczywistymi z pomiarów. Wartości odchyleń obliczono ze wzoru (4).

$$\psi = \frac{\sum\sqrt{\left(t_{teor} - t_{rzecz}\right)^2}}{n} \tag{4}$$

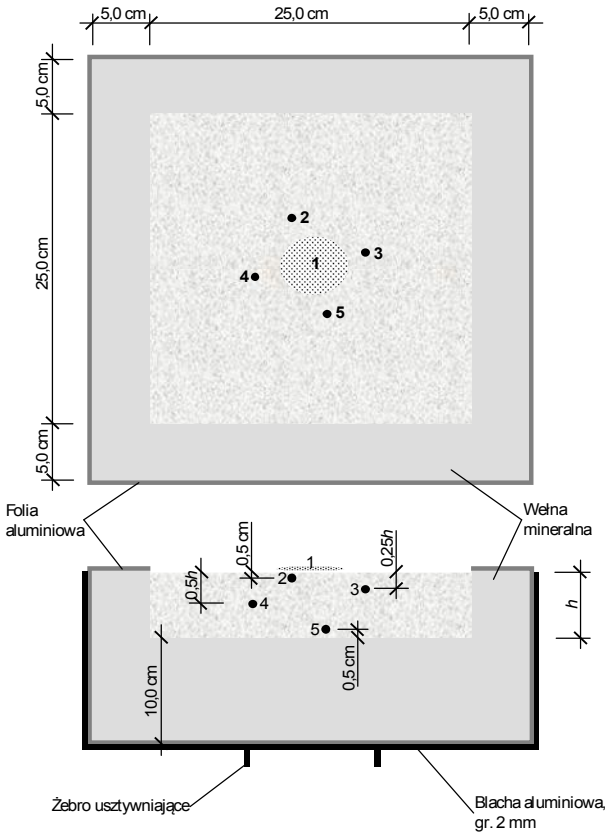
gdzie: t_{teor} – temperatura teoretyczna, wyznaczona z modelu, [ºC]; t_{rzecz} – temperatura rzeczywista, wyznaczona w badaniu, [ºC]; n – ilość odczytów.

Badania rzeczywistych spadków temperatury przeprowadzono na próbkach MMA (rys. 1), zagęszczanych laboratoryjnie. Temperaturę na powierzchni warstwy określano za pomocą pirometru, wewnątrz mieszanki pomiary wykonywano z wykorzystaniem termopar. Umieszczano je na odpowiedniej głębokości w wywierconych otworach, które następnie zalewano masa zalewową (mieszaniną asfaltu i drobnoziarnistego materiału kamiennego).

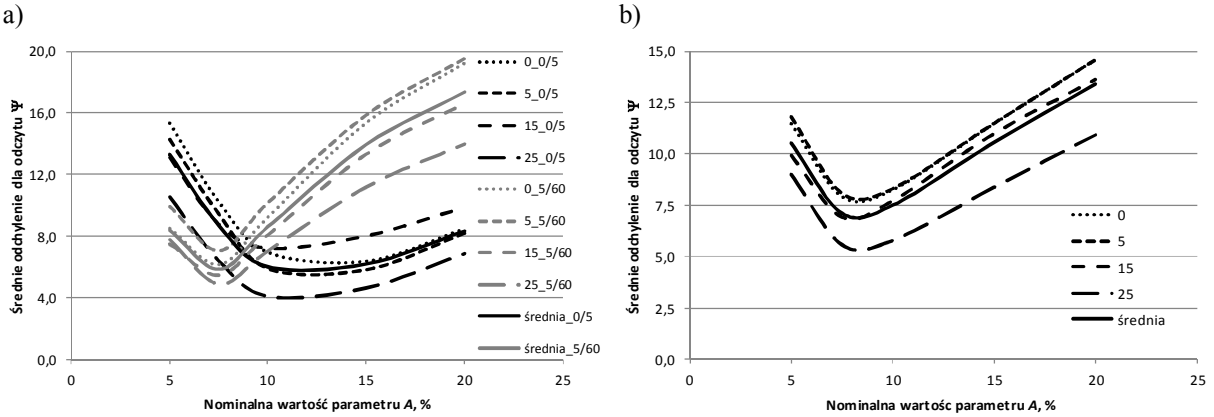
Badania wykonano w temperaturze powietrza 0, 5, 15 i 25ºC, przy wilgotności względnej 80% ± 5%. Dodatkowym działaniem było zabezpieczenie warstw izolacji termicznej (wełny mineralnej) przed ewentualną migracją wody w trakcie zwilżania powierzchni. Wykorzystano do tego celu folię z policzterofluoroetylenu (PTFE), odporną na wysokie temperatury (do 260ºC). Próbki podgrzewano w sposób kontrolowany w suszarce do 150ºC. Zraszanie powierzchni próbek wykonywano w sposób ręczny w cyklach co 30 *s*. Całkowita ilość zużytej wody do schłodzenia wynosiła 200 ml, co odpowiada warstewce grubości ok. 3,2 mm.

Spadki temperatur w warstwie MMA uzyskane z badań laboratoryjnych porównano z teoretycznymi, obliczonymi dla zmiennej wartości A. Analizując przebieg krzywych teoretycznych i rzeczywistych, wyodrębniono dwa obszary ich zbieżności. Decydującym

czynnikiem był czas oddziaływania oraz usytuowanie w przekroju warstwy. Duży pobór ciepła w pierwszym okresie (do 5 min.) wywoływał natychmiastowe spadki temperatury przede wszystkim obszarze przypowierzchniowym warstwy. Po tym czasie następowała stabilizacja, a następnie znaczące wyhamowanie procesu. Wraz ze wzrostem odległości od powierzchni warstwy prędkość spadków temperatury stabilizowała się. Z tego względu przeprowadzono analizę różnic pomiędzy temperaturami dla dwóch zakresów czasowych: do 5 minut i od 5 do 60 minut (rys. 2a). W pierwszym okresie czasowym największą zbieżność uzyskano przy 11% wartości nominalnej parametru *A*, w drugim przy 7,5%. Analiza dla całego zakresu czasowego wykazała, że optymalna wartość powinna wynosić ok. 8% (rys. 2b).

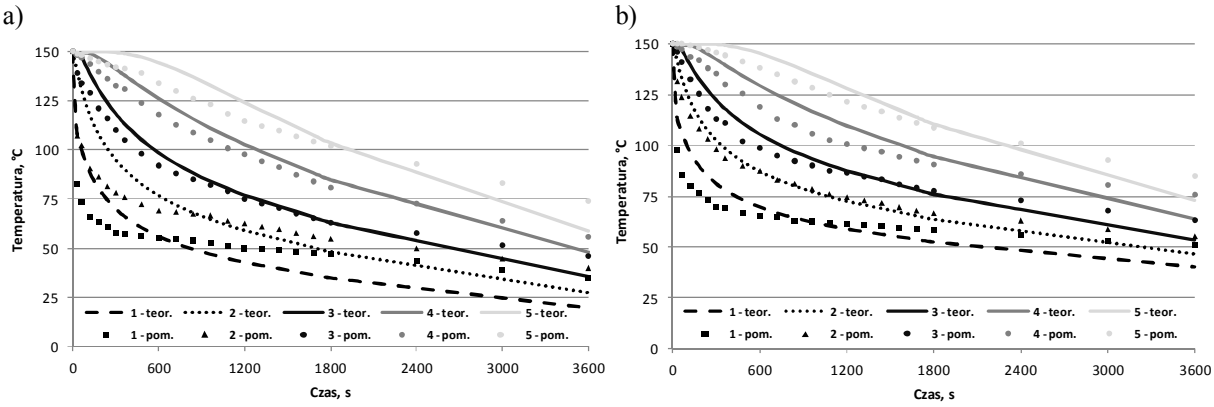


Rys. 1. Schemat próbki MMA przygotowanej do badań spadków temperatury wraz z rozmieszczeniem miejsc pomiarowych



Rys. 2. Średnie odchylenie bezwzględne Ψ pomiędzy temperaturą pomierzoną i teoretyczną dla próbek MMA w zależności od wielkości przyjętego parametru *A*, temperatury otoczenia: a) dla okresu do 5 min. i od 5 do 60 min., b) dla całego zakresu czasowego

Przykładowe wyniki badań start ciepła w wybranej próbce BA/12/1/D w wyniku oddziaływania wody, konwekcji swobodnej i promieniowania, dla parametru A na poziomie 8%, przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Spadki temperatury w próbce BA/12/1/D w zależności od czasu i temperatury powietrza: a) 0ºC, b) 25ºC. Oznaczenia: 1, 2, 3, 4, 5 – punkty pomiarowe zgodnie z rys. 1, teor. – temperatura teoretyczna wyznaczona z modelu, pom. – temperatura pomierzona

Przeprowadzono dodatkowe badania start ciepła na wybranych próbkach przy zwiększonej ilości wody (wydatkowanie zwiększono dwukrotnie do 400 ml). W początkowym okresie zraszania nie dochodziło do tworzenia się warstewki płynu, woda ulegała natychmiastowemu odparowywaniu. Wraz z czasem proces spowalniał i w końcowym etapie na próbce wytworzyła się błonka o grubości ok. 1 mm. Takie zachowanie potwierdza skomplikowany przebieg procesu wychładzania, odzwierciedlającego przemiany fizyczne wody. Pierwszy minuty doświadczenia wskazują, że ciepło z gorącej MMA jest wydatkowane na przemianę wody w parę. W dalszym etapie, wraz z obniżeniem się temperatury na powierzchni warstwy, zaczyna się tworzyć cienka powłoka wody. Jest to związane ze spowolnieniem procesu parowania. To powoduje, że w procesie odbioru ciepła z MMA (po ustabilizowaniu temperatury warstwy i wody), pojawia się nowy czynnik: przewodzenie. Tym samym szybkość procesu wychładzania MMA spowalnia, ze względu na przepływ ciepła przez warstewkę wody.

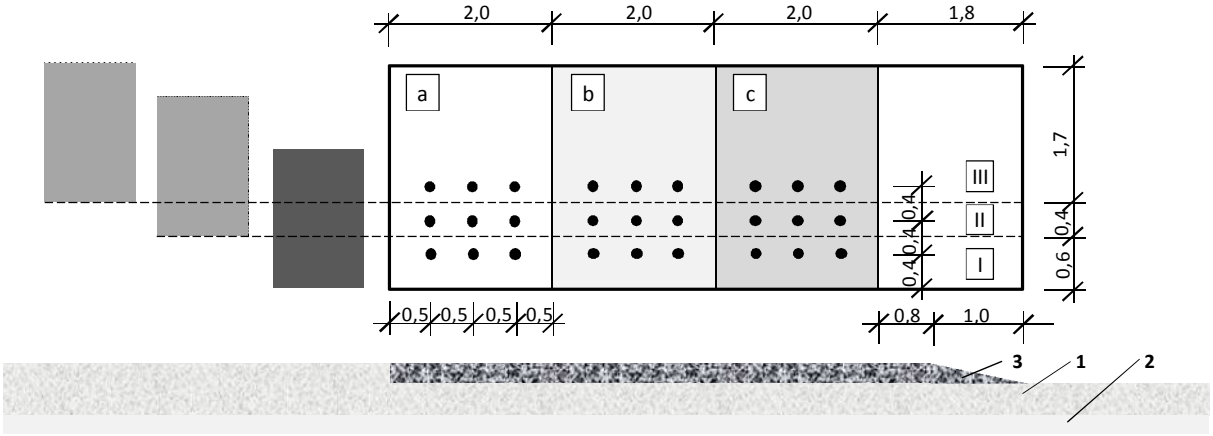
Skomplikowane procesy cieplne na powierzchni warstwy, związane z ingerencją wody, wymuszają wprowadzenie pewnych uproszczeń w obliczeniach. Na podstawie przeprowadzonych badań dostosowano wielkości współczynników wnikania ciepła α do intensywności opadu (ilości wody) oraz czasu oddziaływania. Pozwoliło to określić orientacyjne wartości współczynnika A (uśrednione w zakresie zmian temperatury) i parametru α. Przy niewielkim opadzie deszczu (rzędu 3 l/m^2/h) dla pierwszych 5 minut wielkość współczynników powinna mieścić się w zakresie: $A = 20 \div 30$, $\alpha = 100 - 155$ W/(m$^2 \cdot$K). Stanowi to 12-18% wartości nominalnej. Dla dłuższego okresu czasu (5-60 minut) wartości współczynników zmniejszają się, co wynika ze spowolnienia procesów cieplnych na powierzchni, a przede wszystkim ograniczenia parowania na rzecz przewodzenia: $A = 10 \div 16$, $\alpha = 50 - 80$ W/(m$^2 \cdot$K).

Większa intensywność opadów (5-6 l/m^2/h) przyspiesza procesy wychładzania przede wszystkim w pierwszym etapie (do 5 minut). Dla tego przedziału czasowego wielkości współczynników wynoszą: $A = 29 \div 50$, $\alpha = 140 - 240$ W/(m$^2 \cdot$K). Wraz z czasem (5-60 minut) proces wymiany ciepła wyhamowuje, co odzwierciedlają przyjęte parametry: $A = 13 \div 23$, $\alpha = 65 - 115$ W/(m$^2 \cdot$K).

4. WPŁYW WODY W PODŁOŻU NA EFEKTYWNOŚĆ ZAGĘSZCZENIA MMA

Analiza teoretyczna i badania laboratoryjne wskazują, że woda (nawet niewielkie jej ilości) będąca w kontakcie z gorącymi MMA, wywołuje w tym obszarze natychmiastowe spadki temperatur. Następstwem tego jest skokowy wzrost lepkości lepiszcza asfaltowego, co może stanowić poważne utrudnienie w uzyskaniu wymaganych zawartości wolnych przestrzeni, skutkujących spadkiem parametrów wytrzymałościowych, przede wszystkim w zakresie odporności na odkształcenia rozciągające.

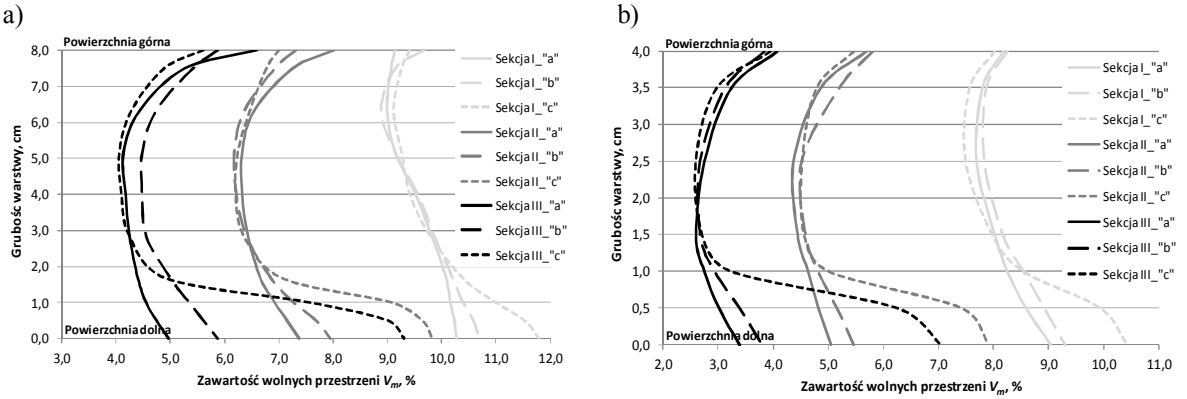
Uzyskane wyniki z badań laboratoryjnych wymagały potwierdzenia w skali technicznej na odcinku doświadczalnym (wg schematu na rys. 4), tj. określenia wpływu wody (wilgotności podłoża) na efektywność zagęszczania gorących MMA. W zakres oceny wchodził pomiar gęstości objętościowej próbek MMA pobranych z drogi i wbudowanych w dwóch grubościach (8 i 4 cm) na podbudowie z kruszywa łamanego # 0/31.5 mm, stabilizowanego mechanicznie o zróżnicowanej wilgotności. Dodatkowym parametrem klasyfikacyjnym była praca zagęszczania, określana na podstawie ilości przejazdów walca stalowego.



Rys. 4. Schemat odcinka doświadczalnego, obrazującego wpływ ilości przejść walców i wilgotności podłoża na wskaźnik zagęszczenia warstwy MMA. Oznaczenia: 1 – warstwa podbudowy z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie # 0/31.5 mm; 2 – warstwa gruntu stabilizowanego cementem R_m = 2,5 MPa; 3 – beton asfaltowy AC 16 o grubości 8 cm i 4 cm; obszary o wilgotności podłoża ok. 2% (a), 5-6% (b) i 12-14% (c); sekcje o zróżnicowanej pracy zagęszczenia (walec stalowy): I – dwa przejazdy statycznie, II – 6 przejazdów (w tym 2 wibracyjnie), III – 10 przejazdów (w tym 4 wibracyjnie)

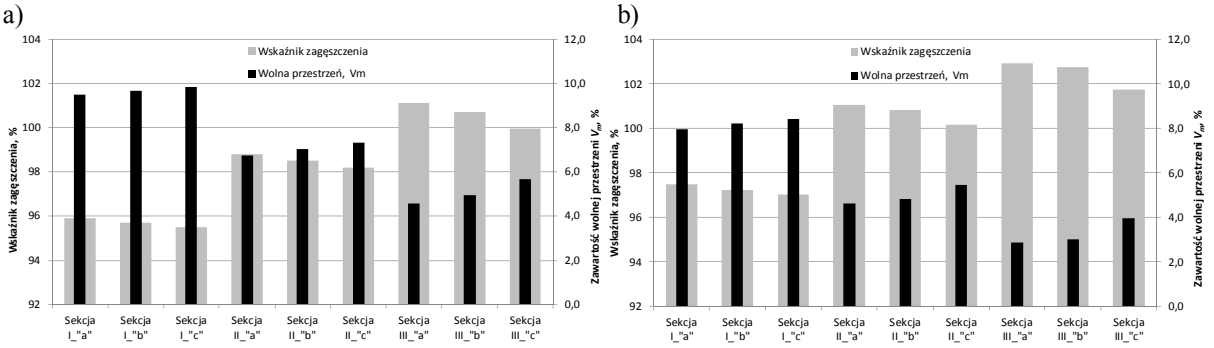
Przed rozpoczęciem wbudowywania mieszanki mineralno-asfaltowej sprawdzono parametry podłoża, tj. jego równość, nośność i zagęszczenie oraz wilgotność. Tak przygotowane podłoże podzielono na trzy strefy, z czego pierwsza charakteryzowała się wilgotnością naturalną w strefie przypowierzchniowej (ok. 2%), dwie kolejne strefy polewano wodą do uzyskania wilgotności na poziomie odpowiednio ok. 5-7% i 13-16%. Pomiar wilgotności kruszyw, oparty na metodzie rezystancji, przeprowadzano za pomocą sond wyposażonych w elektrody igłowe. Na tak przygotowanym podłożu wbudowano MMA o temperaturze początkowej ok. 155ºC. Proces zagęszczania rozpoczęto natychmiast po rozłożeniu mieszanki, tj. po ok. 3 min. Przejazdy walca stalowego (Dynapac CC 322) odbywały się cyklicznie, w odstępach co 1 minutę z prędkością ok. 3 km/h. Dwa pierwsze, od krawędzi warstwy, były statyczne. Po przesunięciu się walca na odległość ok. 60 cm od krawędzi wykonano kolejne najazdy, pierwszy statycznie, dwa kolejne wibracyjnie i ostatni statycznie. Proces powtórzono po kolejnym przestawieniu, tym razem o około 40 cm. Całkowity czas zagęszczania MMA wyniósł ok. 10 min. Identyczne czynności przy zbliżonych warunkach atmosferycznych, tj. przy temperaturze ok. 18ºC i przy wilgotności względnej na poziomie ok. 70%, przeprowadzono dla warstwy 8 i 4 cm.

Próbki z nawierzchni (rdzenie o średnicy $\phi = 100$ mm) pobrano w następnym dniu, zgodnie ze schematem na rys. 4. Pomiar gęstości objętościowej w pierwszym etapie przeprowadzono dla całych próbek, następnie dla warstewek, po ich pocięciu na plastry o grubości od ok. 0,7 cm do 1,0 cm. Uśrednione wyniki z badań gęstości objętościowej przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Wolna przestrzeń w MMA V_m w zależności od ilości przejazdów walca i wilgotności podłoża. Oznaczenia sekcji (I, II i III) oraz obszarów o zróżnicowanej wilgotności podłoża (a, b, c) zgodnie z rys. 4 dla warstwy o grubości 8 cm (a) i 4 cm (b)

Wskaźnik zagęszczenia i zawartość wolnych przestrzeni próbek MMA pobranych z drogi przed ich pocięciem w zależności od sekcji i zawilgocenia podłoża przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Średnie wartości wskaźnika zagęszczenia i wolnej przestrzeni w próbkach MMA przed ich pocięciem w zależności od obszaru i grubości warstwy: a) 8 cm, b) 4 cm. Oznaczenia sekcji i obszarów j.w.

5. WNIOSKI

Wyniki z badań, przeprowadzonych na całych rdzeniach (rys. 6), pokazują, że o właściwym zagęszczeniu decyduje włożona praca walców, wykonana w odpowiednio krótkim czasie. Woda w podłożu odgrywa znaczenie, ale różnice w zawartości wolnych przestrzeni dla obszarów o skrajnym zawilgoceniu, uśrednione dla całego przekroju, są znikome (nie przekraczają 0,5%). Zróżnicowanie w wynikach i rzeczywisty rozkład porów w mieszance uzyskano po ich pocięciu na plastry. Widać z nich, że przy znacznym zaleganiu wody w podłożu nie można uzyskać odpowiedniego poziomu gęstości objętościowej w całym przekroju. Około 1-2 cm warstwy charakteryzuje się zwiększoną porowatością, największą na jej spodzie, dochodzącą do 7-12%. Efektem tego są zaniżone parametry wytrzymałościowe mieszanki, w strefie poddawanej oddziaływaniu największych naprężeń rozciągających.

Każdy z uczestników procesu budowlanego dąży do wydłużenia oraz maksymalnego wykorzystania czasu pracy, co często może stać w sprzeczności z warunkami pogodowymi. Dla firm drogowych może się to wiązać z ograniczeniami we wbudowywaniu mieszanek

mineralno-asfaltowych, co w wielu przypadkach jest głównym zakresem ich robót. Do tych ograniczeń można zaliczyć silnie zawilgocone podłoże (widoczny film wodny) na skutek opadów atmosferycznych, mogące skutkować znacznie zaniżoną odpornością MMA na odkształcenia rozciągające, które w dolnej strefie są największe.

Rozwój wiedzy i idące za tym technologie powinny umożliwić eliminacje tych negatywnych zjawisk. Jedną z możliwości jest zastosowanie, jako warstwy pośredniej (spodniej), drobnoziarnistej mieszanki mineralno-asfaltowej na bazie miękkiego lepiszcza asfaltowego o grubości 1-3 cm. Wymagany poziom zagęszczenia dla tej mieszanki powinno się uzyskiwać już na etapie wbudowywania rozkładarkami. Podstawowym zadaniem tej warstwy jest zabezpieczenie podłoża (o dużej zawartości wolnej przestrzeni) przed wchłanianiem wody, a tym samym ograniczenie przed szybkimi spadkami temperatury wbudowywanych w dalszym etapie warstw nośnych z MMA. Miękkie lepiszcze warstwy pośredniej powinno zapewnić bardzo dobre połączenie z podbudowa asfaltową, wypełnić w obszarze połączenia wolne przestrzenie, a tym samym prowadzić do zwiększenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji, jej zdolności do samoregeneracji i lepszej współpracy z warstwą podłożem.

Innym sposobem ograniczenia negatywnego oddziaływania silnie zawilgoconego podłoża jest wprowadzenie promienników podczerwieni. Dzięki energii cieplnej aktywowanej z urządzeń grzewczych można doprowadzić do odparowania znacznej części wody, zalegającej w strefie przypowierzchniowej (z ok. 3 do 5 cm) oraz podniesienia temperatury samej warstwy. Takie działania ograniczą pobór ciepła z gorącej MMA, a tym samym pozwolą na uzyskanie właściwych zagęszczeń w całym przekroju oraz lepszego połączenia.

Piśmiennictwo

[1] Kalabińska M., Piłat J.: Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych. Warszawa, WKiŁ, 1982.
[2] Stefańczyk B., Mieczkowski P.: Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wykonawstwo i badania. Warszawa, WKiŁ, 2008.
[3] Hobler T., Inżynieria chemiczna. Ruch ciepła i wymienniki, WNT, Warszawa, 1970.
[4] Wiśniewski S., Wymiana ciepła, PWN, Warszawa, 1988.
[5] Mieczkowski P.: Wymiana ciepła w procesie zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych walcami stalowymi. Drogownictwo, nr 3/2003, s. 82-85.
[6] Mieczkowski P.: Zagęszczanie MMA w cienkich warstwach. Uwarunkowania cieplne. Autostrady, nr 10/2006, s. 94-104.

THE EFFECTIVENESS OF WATER COOLED HMA COMPACTION

Summary

Water, which can be present in sub-base during the compacting stage of hot mix asphalt (HMA), can contribute to limitation of asphalt tensile stress resistance. Its main cause is increased voids content. It is the result of hastened cooling of the mix which is in direct contact with water. This hinders or prevents achieving required compaction in the lower part of the layer. Building with the mix while the moisture of the sub-base is low can limit this negative impact.

Actions mitigating the impact of water found in sub-base on the hot mix properties can be taken during the designing stage. It is especially important in view of to completion dates, which are decreasing. A collateral action can be using an additional, thin layer of fine-aggregate asphalt with soft bitumen that will not require heavy compaction. It will ensure perfect binding with another asphalt layer (load-bearing layer) and guarantee perfect voids content in the layer in its lower part. Additionally, it will protect the sub-base from too high moisture, which may lead to partial loss of its load-bearing capacity.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Andrzej PLEWA[1]
Politechnika Białostocka

OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH O WYSOKIM MODULE SZTYWNOŚCI

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono rezultaty badań odporności na zmęczenie mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 i AC WMS 22. Badania trwałości zmęczeniowej wykonano metodą belki pryzmatycznej czteropunktowo zginanej (4PB-PR). Mieszanki mineralno-asfaltowe zróżnicowano ze względu na rodzaj zastosowanego lepiszcza: elastomeroasfalt, lepiszcze gumowo-asfaltowe oraz asfalt drogowy 20/30. Na podstawie rezultatów badań opracowano zależności funkcyjne między oznaczonymi odkształceniami postaciowymi, a trwałością zmęczeniową analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.
W drugiej części artykułu przedstawiono wyniki obliczeń i analiz trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS.

SŁOWA KLUCZOWE: nawierzchnia Perpetual, trwałość zmęczeniowa, mieszanka o wysokim module sztywności, badanie czteropunktowego zginania (4PB-PR)

1. WROWADZENIE

Budowa nowoczesnych nawierzchni drogowych związana jest z dynamicznym rozwojem gospodarczym Polski oraz dostosowaniem infrastruktury kraju do wymagań Unii Europejskiej. Technologie asfaltowe w budowie nawierzchni drogowych w Europie oraz w Polsce stanowią około 90% ogólnej długości dróg o nawierzchniach twardych. Ze względów technicznych i ekonomicznych wymaga się obecnie, aby nowoczesne nawierzchnie drogowe były coraz bardziej odporne na zniszczenia powodowane oddziaływaniem ruchu samochodowego i środowiska, a przy tym charakteryzowały się wysoką trwałością zmęczeniową. Trwałość zmęczeniowa warstw asfaltowych ma największy wpływ na czas eksploatacji konstrukcji nawierzchni drogowych podatnych i półsztywnych. Dotychczasowe opracowania naukowe świadczą o tym, że najskuteczniejszym rozwiązaniem zwiększającym czas eksploatacji nawierzchni drogowej jest stosowanie mieszanek mineralno-asfaltowych z lepiszczami modyfikowanymi [1,2,3,4,5,6].

[1] a.plewa@pb.edu.pl

Znanych jest wiele metod modyfikacji lepiszczy asfaltowych w zróżnicowany sposób wpływających na zmianę właściwości reologicznych lepiszczy (dodatki elastomerów, plastomerów, pochodnych kauczuków, utleniaczy). Jednym z dodatków modyfikujących, rzadko jeszcze stosowanym na dużą skalę w Polsce, jest dodatek miału gumowego ze zużytych opon samochodowych. Badania naukowe badaczy z kraju i zagranicy [7,8,9] wykazały, że dodatek ten polepsza właściwości reologiczne lepiszcza, a szczególnie rozszerza jego temperaturowy zakres lepkosprężystości. Jest to szczególnie istotne w regionie północno-wschodniej Polski, gdzie warunki klimatyczne, z punktu widzenia pracy nawierzchni drogowej, uważa się za jedne z najsurowszych w kraju [10]. Mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowe charakteryzują się polepszonymi właściwościami w zakresie temperatur eksploatacyjnych nawierzchni takimi, jak: odporność na działanie wody oraz odporność na koleinowanie i trwałość zmęczeniową. Poprawa właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych zależy od ilości i jakości dodatku gumowego oraz rodzaju zastosowanej mieszanki mineralno-asfaltowej [7,8,9].

Celem pracy jest ocena trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS z zastosowaniem różnych lepiszczy asfaltowych (elastomeroasfalt, lepiszcze gumowo-asfaltowe, asfalt 20/30) oraz wyznaczenie modeli regresyjnych trwałości zmęczeniowych analizowanych mieszanek w zależności od poziomu odkształceń postaciowych wyznaczonych w badaniu czteropunktowego zginania belki pryzmatycznej. Na podstawie uzyskanych modeli trwałości zmęczeniowej opracowano i przedstawiono propozycje konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji z zastosowaniem analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

2. BADANIE TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ MIESZANEK AC WMS

a. Skład mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS

Do badań laboratoryjnych trwałości zmęczeniowej wykorzystano mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC WMS 16 i AC WMS 22, zaprojektowane zgodnie z WT-2 2010 [11]. Mieszanki wykonano z zastosowaniem następujących lepiszczy asfaltowych: lepiszcze gumowo-asfaltowe (asfalt 35/50 modyfikowany 18% dodatku miału gumowego), elastomeroasfalt PMB 10/40-65 oraz asfalt drogowy 20/30. Zestawienie składników mieszanek AC WMS 16 i AC WMS 22, przedstawiono odpowiednio w tab.1.

Tablica 1. Zestawienie składników mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 z zastosowaniem lepiszczy modyfikowanych miałem gumowym, elastomerem i asfaltem 20/30.

Rodzaj materiału	AC WMS 16	AC WMS 22	AC WMS 16	AC WMS 22	AC WMS 16	AC WMS 22
	z (35/50+18%MG) [zaw. składników w %]		z PMB 10/40-65 [zaw. składników w %]		z (20/30) [zaw. składników w %]	
mączka wapienna	8,5	6,6	8,5	6,6	8,5	6,6
piasek łamany 0/2	34,7	32,8	35,0	33,1	35,0	33,1
grys 2/8	16,9	15,9	17,1	16,1	17,1	16,1
grys 5/16	13,1	12,2	13,3	12,3	13,3	12,3
grys 8/16	20,7	18,8	20,9	18,9	20,9	18,9
grys 16/22	-	7,5	-	7,6	-	7,6
Lepiszcze asfaltowe	6,2	6,1	5,4	5,2	5,4	5,2
Zawartość wolnych przestrzeni (2%÷4%)	2,1	2,7	3,8	3,9	3,5	3,5

Przed przystąpieniem do badań trwałości zmęczeniowej, analizowane mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC WMS poddano oznaczeniom cech technicznych, zgodnie

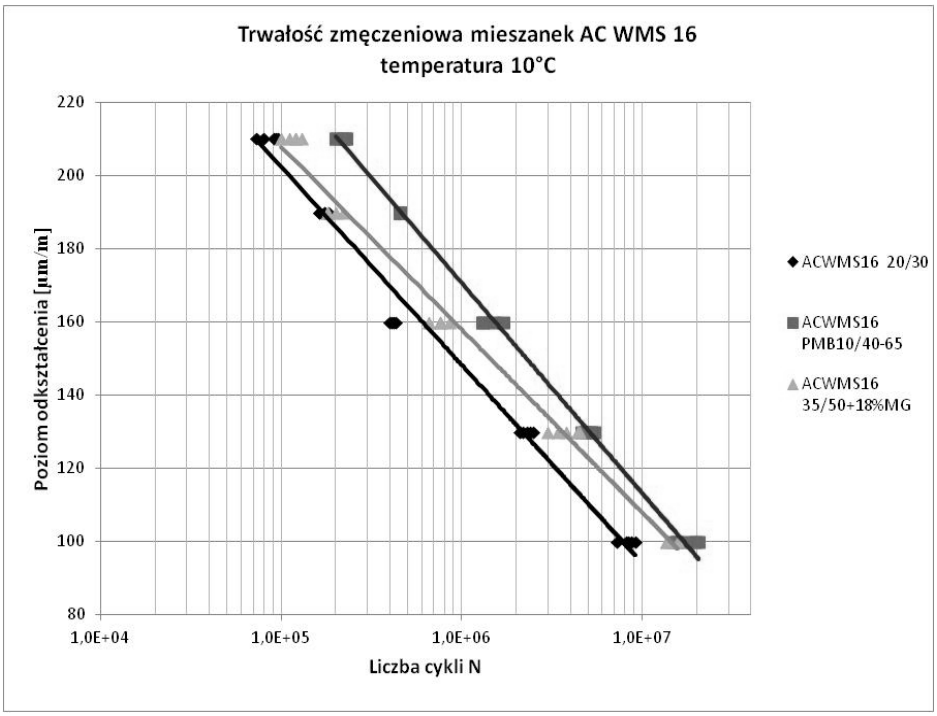
z wymogami WT-2 2010 (pkt. 8.2.4.3, tab.23) [11]. Przeprowadzone badania mieszanek mineralno-asfaltowej typu AC WMS 16 i AC WMS 22 wykazały spełnienie wszystkich wymagań technicznych wg WT-2 2010.

b. Metodyka badań. Wyniki badań zmęczeniowych

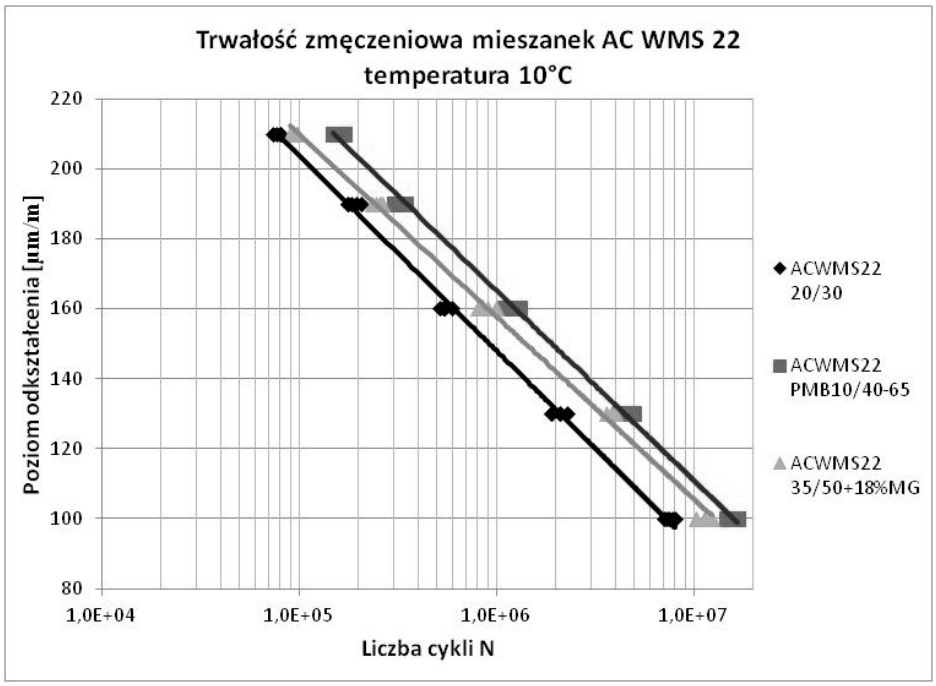
Badanie trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS wykonano zgodnie z normą: PN-EN 12697-26 [12]. Przygotowanie próbek do badań, polegało na uformowaniu metodą wałowania w warunkach laboratoryjnych „płyty" o wymiarach 80x400x600mm. Następnie, po 24h z płyty wycinano próbki pryzmatyczne o wymiarach 55x55x400mm, wycięte próbki przechowywano „do odprężenia" przez 14 dni. Przed oznaczaniem, próbki sezonowano w temperaturze badania 10°C przez 4-6 godzin. Oznaczenia trwałości zmęczeniowej wykonano w urządzeniu UTM-25 w Laboratorium Drogowym Politechniki Białostockiej.

Badania trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych AC WMS 16 i AC WMS 22, przeprowadzono przy częstotliwości odkształceń 10Hz. Poziomy amplitud odkształceń postaciowych przyjęto: 100µm/m, 130µm/m, 170µm/m, 190µm/m, i 210µm/m. Za kryterium zmęczenia przyjęto stan wytężenia próbki, gdy jej moduł sztywności osiągał wartość 50% w stosunku do wartości początkowej określonej w setnym cyklu badania. Badaniom poddano od 3 do 6 próbek z mieszanki mineralno-asfaltowej z takim samym rodzajem lepiszcza, na jednym poziomie odkształcenia.

Na rys. 1 i rys. 2, w sposób graficzny przedstawiono wyniki badań trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS z zastosowaniem różnych lepiszczy asfaltowych oznaczone na różnych poziomach odkształcenia.



Rys. 1. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 na różnych poziomach odkształcenia postaciowego (temperatura badania 10 °C)



Rys. 2. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 na różnych poziomach odkształcenia postaciowego (temperatura badania 10 °C)

Na podstawie uzyskanych wyników badań trwałości zmęczeniowej stwierdzono, że badane mieszanki typu AC WMS spełniają wymagane poziomy trwałości zmęczeniowej zgodnie z WT-2 2010 (1mln cykli przy poziomie odkształcenia 130µm/m). Najwyższą odpornością na zmęczenie charakteryzują się mieszanki z elastomeroasfaltem, natomiast najmniejszymi mieszanki z asfaltem niemodyfikowanym 20/30. Mieszanki mineralno-asfaltowe AC WMS z elastomeroasfaltami, wykazują niemalże dwukrotnie wyższą trwałość zmęczeniową na tych samych poziomach odkształcenia postaciowego w odniesieniu do mieszanek AC WMS z asfaltem 20/30. Trwałość zmęczeniowa mieszanek AC WMS z lepiszczami gumowo-asfaltowymi kształtują się między wynikami dwóch pozostałych analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

Należy zauważyć, że mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowe odznaczają się nietypową (inną), w porównaniu z pozostałymi mieszankami, charakterystyką odporności na zmęczenie. Przy dużych poziomach odkształceń (190µm/m, 210µm/m) trwałość zmęczeniowa mieszanek modyfikowanych miałem gumowym jest zbliżona do wartości mieszanek z asfaltem 20/30, natomiast przy niższych poziomach odkształceń (100µm/m, 130µm/m) mieszanki mineralno-asfaltowe przyjmują wartości odporności na zmęczenie bliskie wartościom mieszanek mineralno-asfaltowych z elastomeroasfaltem. Można więc postawić tezę, że mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC WMS z lepiszczem gumowo-asfaltowym będą bardzo dobrze „pracowały" w konstrukcjach o wydłużonym okresie eksploatacji, gdzie występują relatywnie małe odkształcenia postaciowe rzędu 60÷70µm/m.

c. Modele trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 i AC WMS 22

Na podstawie badań trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 i AC WMS 22 (pkt.2.2), opracowano zależności funkcyjne między odkształceniem postaciowym, a trwałością zmęczeniową analizowanych mieszanek. Modele odporności na zmęczenie przedstawiono w tab.2.

Modele trwałości zmęczeniowej usystematyzowano z uwzględnieniem maksymalnego uziarnienia mieszanki mineralnej i zastosowanego lepiszcza asfaltowego. Do określenia zależności funkcyjnych między analizowanymi parametrami zastosowano analizę korelacji. Związek dla dwóch zmiennych niezależnych, wyrażano liniowym współczynnikiem korelacji R^2 według Pearsona.

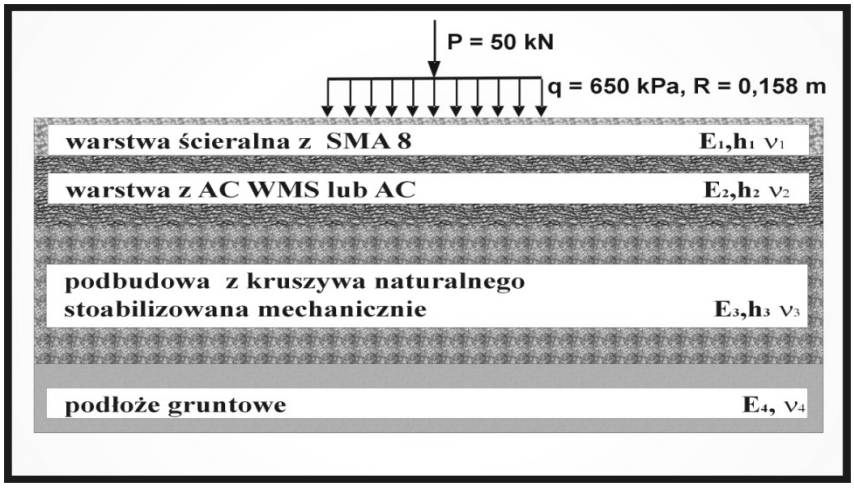
Tablica 2. Modele trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS 16 i AC WMS 22

Rodzaj MMA	*Rodzaj zast. lepiszcza*	*Opis modelu*	R^2
AC WMS 16	20/30	$N_f = 5{,}0641E+08 \cdot EXP(-0{,}0408\ \varepsilon_f)$	0,86
	50/70+18%MG	$N_f = 1{,}1153E+09 \cdot EXP(-0{,}0431\ \varepsilon_f)$	0,91
	50/70+5%SBS	$N_f = 8{,}3441E+08 \cdot EXP(-0{,}0394\ \varepsilon_f)$	0,92
AC WMS 22	20/30	$N_f = 5{,}1546E+08 \cdot EXP(-0{,}0421\ \varepsilon_f)$	0,88
	50/70+18%MG	$N_f = 9{,}6563E+08 \cdot EXP(-0{,}0432\ \varepsilon_f)$	0,90
	50/70+5%SBS	$N_f = 8{,}9047E+08 \cdot EXP(-0{,}0413\ \varepsilon_f)$	0,92

Na podstawie przedstawionych w tab.2 zależności funkcyjnych, przeprowadzono obliczenia trwałości zmęczeniowych konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji.

3. PROPOZYCJE KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI DROGOWYCH O WYDŁUŻONYM OKRESIE EKSPLOATACJI Z ZASTOSOWANIEM MIESZANEK MINERALNO-ASFALTOWYCH TYPU AC WMS

Do obliczeń trwałości zmęczeniowej, przyjęto model konstrukcji (rys.3.) z cienką warstwą ścieralną z SMA, sztywną warstwą z mieszanki mineralno-asfaltowej AC WMS i podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie. Parametry obliczeniowe warstw konstrukcji zestawiono w tab.3. Dla porównania uzyskanych wyników obliczeń opracowano wariant, w którym mieszanki AC WMS zastąpiono mieszankami mineralno-asfaltowymi typu beton asfaltowy AC 16 P i AC 22 P, jako mieszanki mineralno-asfaltowe typowo stosowane w konstrukcjach nawierzchni drogowych.



Rys. 3. Model konstrukcji nawierzchni drogowej o wydłużonym okresie eksploatacji, przyjęty do obliczeń

Tablica 3. Zestawienie parametrów warstw do obliczeń trwałości konstrukcji nawierzchni drogowej o wydłużonym okresie eksploatacji

Warstwa	*Rodzaj mieszanki*	*Grubość warstwy h [cm]*	*Moduł sztywności E [MPa]*	*Współczynnik Poissona ν*
Ścieralna:	SMA8	3	8 600	0,3
Warstwa MMA:	ACWMS16 z 20/30	zmienna	15 000	0,3
	ACWMS16 z 35/50+18%MG		15 800	0,3
	ACWMS16 z PMB10/40-65		15 900	0,3
	ACWMS22 z 20/30		15 400	0,3
	ACWMS22 z 35/50+18%MG		16 100	0,3
	ACWMS 22 z PMB10/40-65		17 000	0,3
	AC16P z 35/50 (V_b=4,0%, V_V=7,3%)		16 000	0,3
	AC22P z 35/50 (V_b=4,0%, V_V=7,3%)		14 700	0,3
Podbudowa z kruszywa łamanego stab. mech.		40	400	0,3
Podłoże gruntowe		infinity	100	0,3

Obliczenia i analizy obliczeń przeprowadzono dla różnych konstrukcji, o zmiennej grubości warstw z mieszanek AC WMS, w taki sposób, aby był spełniony warunek trwałości zmęczeniowej dla okresów eksploatacji: 30 lat, 35 lat, 40 lat, 45 lat i 50 lat. Wartość średniego dobowego ruchu SDR przyjęto jak w KTKNPiP [13] – SDR = 3000 osi obliczeniowych 100kN na dobę na pas obliczeniowy. Obliczenia naprężeń i odkształceń w analizowanych konstrukcjach wyznaczono przy wykorzystaniu aplikacji BISAR 3.0. Na podstawie wyników badań modułów sztywności określono odpowiednie ich wartości w temperaturze równoważnej dla Regionu Północno-wschodniej Polski +10°C [10]. Do obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS, jako kryterium zmęczeniowe warstw asfaltowych, wykorzystano modele obliczeniowe przedstawione w rozdziale 2.3. W konstrukcjach z zastosowaniem warstw z betonu asfaltowego AC16P i AC22P posłużono się kryterium zmęczeniowym Instytutu Asfaltowego (zgodnie z [13]). We wszystkich analizowanych konstrukcjach za kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego przyjęto kryterium opracowane przez Chevron'a (zgodnie z [13]).

Tablica 4. Wyniki obliczeń trwałości konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS z podziałem na okresy eksploatacji

Model konstrukcji	*Warstwa podbudowy z MMA*	*Grubość (h_2) warstwy podbudowy z MMA w założonym okresie obliczeniowym [cm]*				
		30 lat	*35 lat*	*40 lat*	*45 lat*	*50 lat*
	ACWMS16 z 20/30	15	17,5	18,5	19	20
	ACWMS16 z 35/50+18%MG	12	14	15	16	16,5
	ACWMS16 z PMB10/40-65	12	14,5	15,5	16	17
	AC16P z 35/50	23	25	26,5	28	29
	ACWMS 22 z 20/30	15	17	18	19,5	20,5
	ACWMS 22 z 35/50+18%MG	12	13,5	14,5	16	17
	ACWMS 22 z PMB10/40-65	12	14	15	16	17,5
	AC22P z 35/50	24	25,5	27	28	30

Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń (tab.4) należy stwierdzić, że zastosowanie w konstrukcjach nawierzchni drogowych mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS (z asfaltem niemodyfikowanym) zmniejsza grubość analizowanej warstwy podbudowy nawet

o 36% w odniesieniu do zastosowania w warstwie mieszanek mineralno-asfaltowych typu beton asfaltowy AC (dla okresu eksploatacji 30 lat odpowiednio 15cm i 24cm). Biorąc pod uwagę wykonanie warstw z mieszanek AC WMS z asfaltami modyfikowanymi w odniesieniu do betonów asfaltowych (AC) z asfaltami niemodyfikowanymi, grubość tych warstw zmniejsza się blisko o 40%÷50%. Konstrukcje nawierzchni drogowej z wykorzystaniem mieszanek AC WMS z asfaltem niemodyfikowanym charakteryzują się nawet o 20% grubszą warstwą z AC WMS w odniesieniu do tych samych mieszanek z zastosowaniem lepiszczy modyfikowanych. Różnica grubości warstw mieszanek AC WMS z asfaltami modyfikowanymi miałem gumowym i elastomeroasfaltem jest niewielka. Podobnie przedstawia się sytuacja, kiedy analizowane jest maksymalne uziarnienie agregatu mineralnego mieszanek AC WMS.

4. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych badań cech technicznych mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC WMS oraz analiz i obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji z zastosowaniem tych mieszanek stwierdzono, że:

1. Spośród badanych mieszanek, najbardziej korzystnymi parametrami charakteryzują się mieszanki AC WMS z asfaltem modyfikowanym PMB 10/40-65, zaś „najniższymi" z asfaltem drogowym 20/30. Parametry techniczne mieszanek AC WMS z lepiszczami gumowo-asfaltowymi kształtują się między wynikami dwóch wcześniej wspomnianych mieszanek.
2. Mieszanki mineralno-asfaltowe AC WMS z elastomeroasfaltami, wykazują prawie dwukrotnie wyższą trwałość zmęczeniową w odniesieniu do mieszanek AC WMS z asfaltem 20/30 (na tych samych poziomach odkształcenia).
3. Biorąc pod uwagę obliczenia trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji, przyjęcie warstwy podbudowy z mieszanek AC WMS z asfaltami modyfikowanymi pozwala na zmniejszenie grubości warstwy o 40%÷50%, a z asfaltami niemodyfikowanymi o 30÷36%, w odniesieniu do zastosowania w warstwie podbudowy mieszanki typu beton asfaltowy AC z asfaltami 35/50.
4. Analizowane w opracowaniu obliczenia trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych o wydłużonym okresie eksploatacji z wykorzystaniem mieszanek AC WMS pozwalają na postawienie tezy, że zastosowanie lepiszczy modyfikowanych w mieszankach AC WMS zamiast lepiszczy niemodyfikowanych pozwala na zmniejszenie grubości warstwy z AC WMS nawet o 20%.
5. W analizowanych konstrukcjach drogowych, różnica w grubościach warstw z zastosowaniem mieszanek AC WMS z asfaltami modyfikowanymi miałem gumowym w odniesieniu do warstw z AC WMS z elastomeroasfaltem, jest niewielka. Podobnie przedstawia się sytuacja, kiedy analizowany jest wpływ maksymalnej wielkości ziaren agregatu mineralnego mieszanek AC WMS.

Piśmiennictwo

[1] Thompson M. R.: "Perpetual pavement design", Department of Civil Engineering University of Illinois, 2006
[2] Gonzalo R.: "Considering Long-Life & Perpetual Pavements", Fugro Transportation Infrastructure international, Road Runner; 3/2009

[3] Park H.; Kim J.; Kim Y.; Lee H.: „DETERMINATION OF THE LAYER TICKNESS FOR LONG-LIFE ASPHALT PAVEMANTS"; Asia Society for Transport Studies; Vol.5; 2005
[4] Sybilski D. „Długowieczne nawierzchnie asfaltowe w świecie i w Polsce", „Drogownictwo" 3/2004
[5] Judycki J., Jaskuła P., Nowoczesne nawierzchnie asfaltowe, XLVII Techniczne Dni Drogowe, Szczyrk 2004
[6] Iwański M., Mazurek G.: „Odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego z modyfikatorem niskowiskozowym", 56 KNKILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce-Krynica, 2010.
[7] State of California Department of Transportation: "Asphalt Rubber Usage Guide", Sacramento, USA 2003
[8] Sybilski D.: "Zastosowanie odpadów gumowych w budownictwie drogowym", PRzeglĄd budowlany 5/2009
[9] Radziszewski P., Piłat J., Plewa A.: "Influence of amount of crumb rubber of used car tires and heating time on rubber asphalt properties", The Nineteenth International Conference on Solid waste technology and management, Philadelphia, March 21-24, 2004, University of Pennsylvania, Widener University. - Philadelphia. - 2004
[10] Radziszewski P., Piłat J., Plewa A., Kowalski K., Król J., Sarnowski M., Łaszkiewicz A.: „Analiza możliwości wykorzystania kruszyw polodowcowych z rejonu Polski północno-wschodniej w konstrukcjach nawierzchni asfaltowej dla ruchu ciężkiego i bardzo ciężkiego oraz nawierzchni asfaltowych o wydłużonym okresie trwałości zmęczeniowej.", GDDKiA, Warszawa 2011
[11] Wymaganiami technicznymi WT-2 2010 - „Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Mieszanki mineralno asfaltowe" – załącznik nr 2 do zarządzenia nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 19 listopada 2010r.
[12] PN-EN 12697-26 „Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco."
[13] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie". Dziennik Ustaw Nr 43, Warszawa 1999

ASSESSMENT OF FATIGUE LIFE OF MINERAL-ASPHALT MIXES OF HIGH STIFFNESS MODULUS

Summary

The article presents the results of the analyses of fatigue life of pavement construction of extended service life with the use of mineral-asphalt mixes of high stiffness modulus (AC WMS). The above analyses have been based on the results of tests on fatigue life of mineral-asphalt mixes of the type of AC WMS 16 and AC WMS 22 determined by the method of prismatic four-point bending (4PB-PR). Mineral-asphalt mixes have been diversified according to the type of asphalt: elastomeroasphalt, rubber-asphalt and asphalt 20/30. On the basis of the test results functional relations between the determined strains and fatigue life of the analysed mineral-asphalt mixes have been worked out.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Andrzej POŻARYCKI[1]
Paweł RYDZEWSKI[2]
Politechnika Poznańska,

ELEMENTY PRZEKSZTAŁCEŃ OBRAZÓW CYFROWYCH W BAZACH DANYCH SYSTEMÓW ZARZĄDZANIA NAWIERZCHNIAMI BITUMICZNYMI

STRESZCZENIE

Praca obejmuje podstawowe zagadnienia związane z przekształceniami obrazów cyfrowych nawierzchni jezdni drogowych dla potrzeb identyfikacji i numerycznego modelowania uszkodzeń nawierzchni bitumicznych jezdni dróg. Przedstawiono charakterystykę parametru „stan powierzchni" oraz zarys metod rejestracji i przetwarzania danych w procesie oceny stanu technicznego nawierzchni w ramach systemów zarządzania nawierzchniami drogowymi.

SŁOWA KLUCZOWE: przekształcenia obrazów cyfrowych, systemy zarządzania nawierzchniami

1. WPROWADZENIE

Systemy zarządzania nawierzchniami (ang. Pavement Management System) wymagają gromadzenia dużej ilości danych o nawierzchniach drogowych. Informacje, opisujące nawierzchnie ilościowo i jakościowo, gromadzone są w bazach danych i stanowią podstawę do prowadzenia różnych analiz pozwalających na dokonywanie oceny stanu nawierzchni oraz podejmowanie decyzji o rodzaju i terminie wykonywania odpowiednich zabiegów utrzymaniowych. Metody modelowania stanu technicznego nawierzchni wymagają między innymi określenia diagnozy stanu istniejącej nawierzchni. Jest ona, obok genezy, podstawą do prognozowania stanu technicznego.

Jedną z metod zbierania informacji o nawierzchni i jej stanie technicznym jest fotorejestracja. Zautomatyzowane pojazdy pomiarowe pozwalają na wykonywanie dużej ilości zdjęć cyfrowych pasa drogowego i jezdni drogi. Odpowiednie oprogramowanie komputerowe umożliwia wprowadzanie otrzymanych makroskopowych obrazów cyfrowych jezdni do baz danych systemów zarządzania nawierzchniami.

W pracy podjęte zostaną zagadnienia przekształcania obrazów cyfrowych nawierzchni bitumicznych, gromadzonych w bazach danych systemów zarządzania nawierzchniami (PMS). Przedstawiona zostanie analiza procesu zbierania informacji o stanie powierzchni

[1] andrzej.pozarycki@put.poznan.pl
[2] pawel.rydzewski@put.poznan.pl

jezdni z uwzględnieniem możliwości wprowadzenia danych do systemów informacji przestrzennej (GIS). System informacji przestrzennej pozwala na określenie lokalizacji, kształtu geometrycznego oraz przestrzennej relacji między obiektami opisującymi nawierzchnię jezdni i wynikami dokonywanych obserwacji. Wykorzystywanie systemów GIS pozwala również na obniżenie kosztów prowadzenia oceny stanu nawierzchni dróg i uzyskiwanie w oparciu o przyjęty model sieci dróg wielu danych wymaganych w procesie oceny stanu technicznego i zarządzania drogami.

2. OCENA STANU TECHNICZNEGO NAWIERZCHNI JEZDNI

Określenie bieżącego stanu technicznego nawierzchni jezdni (diagnoza nawierzchni) [1,2,3] jest jedną ze składowych procesu decyzyjnego związanego z systemem zarządzania nawierzchniami. Diagnozę nawierzchni prowadzi się dla wydzielonych odcinków jezdni o jednorodnej konstrukcji, w oparciu o możliwe do ustalenia parametry stanu technicznego nawierzchni. Diagnoza nawierzchni wymaga uwzględnienia parametrów, które w istotny sposób decydują o standardzie obsługi oferowanej użytkownikowi drogi. Jednocześnie przyjęte sposoby oceny stanu nawierzchni powinny zapewnić możliwość wprowadzania danych do systemu komputerowego i analizy wyników pomiarów. Istotna jest również możliwość zrealizowania pomiarów na całej sieci dróg. W wyniku prowadzonych obserwacji i pomiarów urządzeniami mechanicznymi uzyskuje się wskaźniki dla poszczególnych parametrów stanu nawierzchni jezdni.

W Polsce najczęściej przyjmuje się dla potrzeb diagnozy nawierzchni bitumicznych następujące parametry: stan powierzchni, równość poprzeczna, równość podłużna, nośność, właściwości przeciwpoślizgowe. Stan nawierzchni może być określany również za pomocą innych parametrów, np.: hałaśliwość, odblaskowość czy estetyka.

Makroskopowe obrazy cyfrowe nawierzchni jezdni są przydatne przy analizie parametru „stan powierzchni". Parametr ten związany jest z aktualną postacią (strukturą) warstwy wierzchniej nawierzchni drogowej i obejmuje podstawowe uszkodzenia tej części nawierzchni. Dla nawierzchni bitumicznej uwzględnia się cztery podstawowe rodzaje uszkodzeń (pęknięcia siatkowe, pęknięcia pojedyncze, łaty i wyboje, ubytki ziaren i lepiszcza) [4,5].

Metody oceny stanu technicznego nawierzchni wykorzystujące parametr „stan powierzchni" określają dla tego parametru odpowiednie wskaźniki. Wartości wskaźników porównuje się z kryteriami, w rezultacie czego poszczególnym odcinkom dróg przypisane zostają określone klasy stanu nawierzchni jezdni.

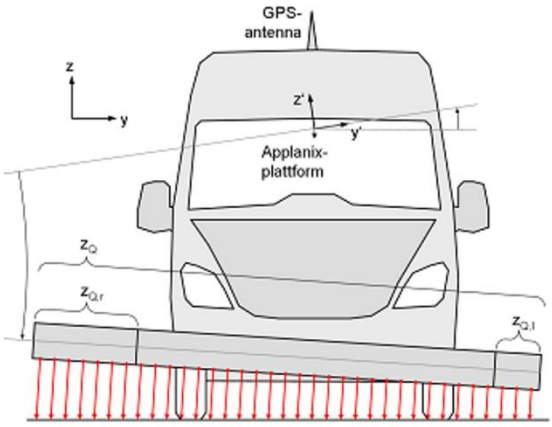
3. REJESTRACJA STANU NAWIERZCHNI

Proces ustalania wartości wskaźników związanych z diagnozą nawierzchni musi być poprzedzony identyfikacją uszkodzeń nawierzchni. Wykorzystuje się tutaj wizualną inwentaryzację uszkodzeń, techniki fotorejestracji stanu nawierzchni lub skaning laserowy 3D powierzchni jezdni.

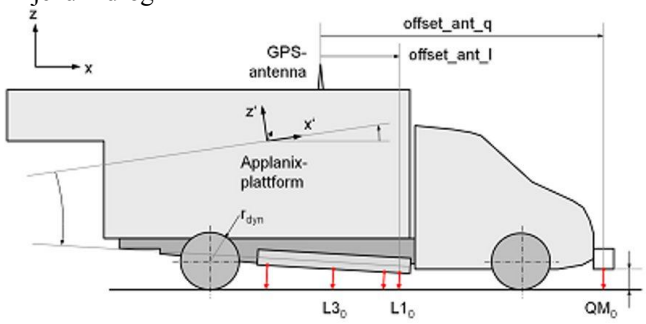
Po dokonaniu wizualnej inwentaryzacji uszkodzeń dokonuje się kwantyfikacji dla odnotowanych uszkodzeń nawierzchni i zgodnie z przyjętym sposobem rejestruje wyniki tych prac dla potrzeb dalszego przetwarzania danych. Czasochłonność tego typu technik skłania do poszukiwania metod (sposobów) bazujących na fotorejestracji stanu nawierzchni i przetwarzaniu zapisanych w bazie danych systemu komputerowego obrazów w celu uzyskania wymaganych wskaźników „stanu powierzchni" dla nawierzchni poddawanej ocenie.

Źródłem obrazu cyfrowego nawierzchni jezdni są najczęściej wielofunkcyjne pojazdy pomiarowe, wyposażone w elementy do rejestracji obrazów i pomiarów poszczególnych cech nawierzchni. Pojazdy tego typu wyposażone są w system kamer wykorzystywanych do wykonywania ortogonalnych zdjęć powierzchni jezdni. Przykładem takiego pojazdu, realizującego pomiary dla potrzeb oceny równości podłużnej i równości poprzecznej oraz zdjęć pasa drogowego i jezdni drogi, jest pojazd pomiarowy ZEUS firmy Lehmann + Partner [6]. Na rys. 1 przedstawiono schematycznie rozmieszczenie podstawowych modułów zainstalowanych w systemie pomiarowym.

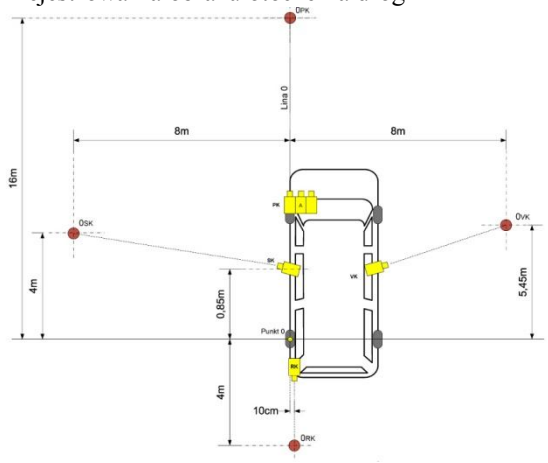
a) Schematyczna ilustracja wiązki laserowej wykorzystywanej do oznaczania nierówności poprzecznych



b) Schematyczna ilustracja wiązki laserowej wykorzystywanej do oznaczania profilu podłużnego jezdni drogi



c) Przykładowe rozmieszczenie kamer do rejestrowania obrazu otoczenia drogi



d) Miejsce usytuowania kamer i lamp stroboskopowych do wykonywania ortogonalnych zdjęć powierzchni jezdni



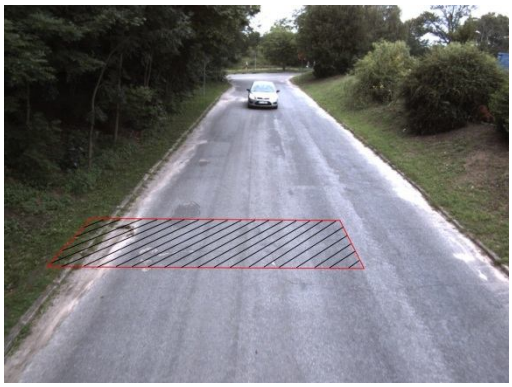
Rys. 1. Pojazd pomiarowy ZEUS firmy Lehmann + Partner jako przykład wielofunkcyjnego pojazdu wykorzystywanego do badań stanu nawierzchni jezdni (źródło: Lehmann + Partner, materiały własne)

Pojazd wyposażony jest w system pozycjonowania, który w zależności od stopnia zurbanizowania terenu, charakteryzuje się błędem określenia współrzędnych, przy użyciu danych ze stacji referencyjnych systemu ASG EUPOS, mniejszym niż 0,5 m. W dalszej części pracy przedstawia się wyniki analiz dla wybranej losowo powierzchni spękanego pasa ruchu jezdni o nawierzchni bitumicznej, dla której wykonano serię zdjęć przy wykorzystaniu tylnych kamer wielofunkcyjnego pojazdu pomiarowego przedstawionego na rys. 1.

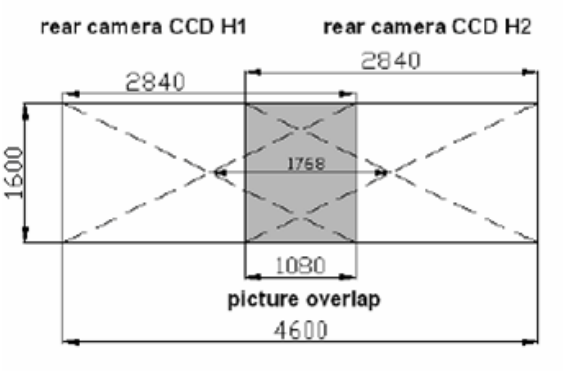
Uzyskane obrazy powierzchni jezdni, niepoddane procesowi przetwarzania, obejmują obszar zilustrowany na rys. 2b. W konsekwencji przyjętej technologii rejestracji obrazów cyfrowych obraz analizowanego obszaru pasa ruchu składa się z dwóch nakładających się

zdjęć i obejmuje odcinek pasa ruchu o długości 1,6 m. Ortogonalne zdjęcia jezdni rejestrowane są w odstępach 1 m. Pełny obraz analizowanej powierzchni jezdni przedstawiony na rys. 2c został uzyskany po wykonaniu podstawowych operacji przekształcenia obrazów cyfrowych (przycięcie i połączenie obrazów). Zgodnie ze specyfikacją wykorzystanych kamer i ich usytuowania ustalono, że pojedynczy obraz ma wymiary 4,6 x 1,6 m.

a) Widok analizowanego miejsca (kamera tylna)



b) Wejściowe wymiary obszaru objętego przez poszczególne kamery rejestrujące obraz powierzchni jezdni



c) Ortogonalny obraz jezdni po wykonaniu operacji przekształcenia (przycięcie i połączenie)

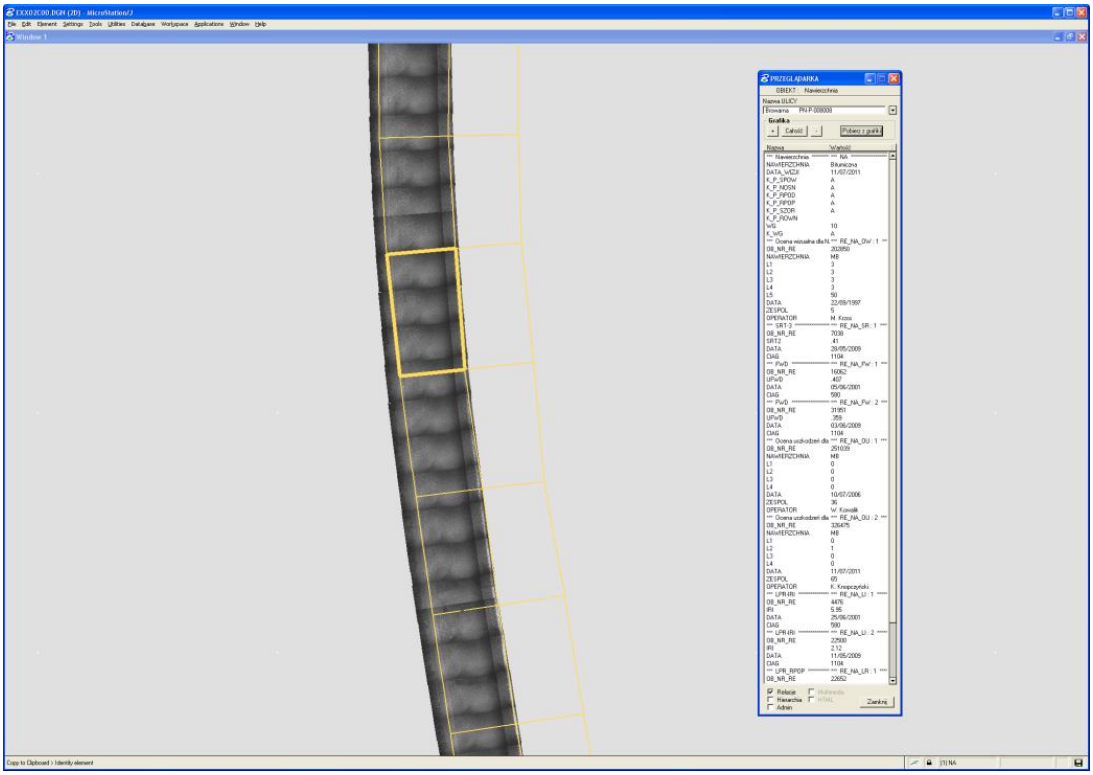


Rys. 2. Całkowity obraz powierzchni pasa ruchu uzyskany z wielofunkcyjnego pojazdu pomiarowego (symbolami „L" i „P" oznaczono odpowiednio zdjęcie lewe i prawe) (źródło: Lehmann + Partner, materiały własne)

Przedstawiony na rys. 2c obraz ma rozdzielczość 72dpi (rozdzielczość obrazów źródłowych). Mając na uwadze, że przedstawiony obszar obejmuje powierzchnię 3000 x 1080 pikseli, pojedynczy piksel obejmuje obszar jezdni o wymiarach 1,5 x 1,5 mm. Do każdego piksela obrazu przypisany jest wektor 3-elementowy (3 kanały RGB). Każdy kanał ma jednak tą samą wartość co daje obraz w odcieniach szarości.

Wyposażenie pojazdu pomiarowego ZEUS w odbiornik GPS oraz jednostkę inercyjną [6] pozwala na bardzo dokładne określenie położenia pojazdu w chwili wykonywania zdjęć. Odpowiednie oprogramowanie pozwala na wygenerowanie dla każdego zdjęcia współrzędnych w formacie GeoTIFF. Wykorzystanie współrzędnych z systemu GPS oraz charakterystyki geometrii rozmieszczenia kamer pozwoliło autorom przypisać obrazy powierzchni do umownego kilometraża pasa ruchu oraz dokonać importu serii obrazów cyfrowych do części graficznej bazy danych (do środowiska CAD/GIS). Import obrazów cyfrowych do środowiska CAD/GIS wymaga stosowania elementarnych przekształceń geometrycznych obrazu.

Przykład importu serii zdjęć dla nawierzchni pasa ruchu przedstawiono na rys. 3. Na rysunku pokazano elementy graficznej części bazy danych zawierającej numeryczny model jezdni drogowej wraz z obrazami cyfrowymi jezdni przekształconymi w celu uzyskania obrazu nawierzchni w systemie zarządzania nawierzchniami. Wykorzystując narzędzia środowiska CAD/GIS można określić lokalizację i wymiary uszkodzeń. Dostęp do danych w środowisku GIS umożliwia przypisanie elementom modularnym nawierzchni informacji o uszkodzeniach nawierzchni i wskaźnikach dla parametru stanu technicznego nawierzchni „stan powierzchni".



Rys.3. Obraz nawierzchni pasa ruchu w części graficznej bazy danych (w środowisku MicroStation)

Część tekstowa bazy danych pozwala na gromadzenie danych o wynikach prowadzonych obserwacji i pomiarów. Dostęp do tych danych uzyskuje się za pomocą odpowiednich okien dialogowych pokazanych na rys. 3.

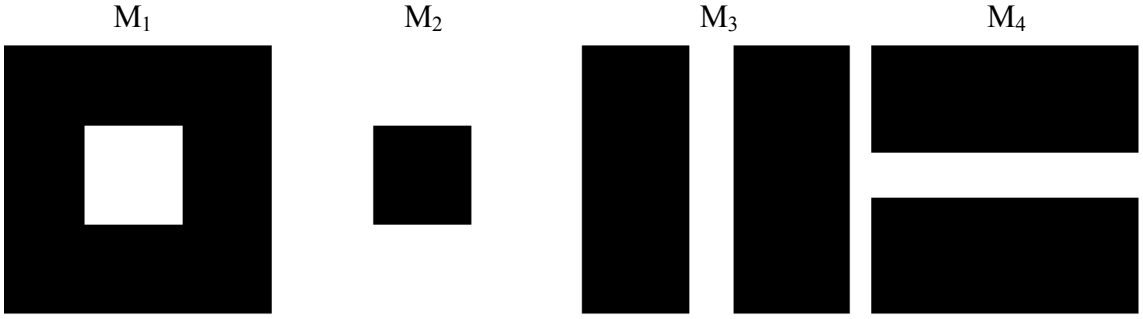
4. PRZEKSZTAŁCENIA OBRAZÓW CYFROWYCH DLA POTRZEB IDENTYFIKACJI USZKODZEŃ NAWIERZCHNI BITUMICZNYCH

Wydajność urządzeń pojazdu pomiarowego ZEUS pozwala na uzyskiwanie dużej ilości zdjęć i rejestrowanie obrazów cyfrowych na nośnikach systemu komputerowego. Dla odcinka drogi o długości 1 km rejestruje się do kilku tysięcy obrazów. Rejestracja ortogonalnych obrazów powierzchni jezdni daje dla odcinka drogi o długości 1 km – dwa tysiące obrazów cyfrowych. Po przetworzeniu zarejestrowanych obrazów w sposób podany w punkcie 3 do bazy danych systemu zarządzania nawierzchniami trafia tysiąc obrazów, które należy poddać analizie, zidentyfikować uszkodzenia i dokonać ich kwantyfikacji. W celu usprawnienia tych prac poszukuje się metod analizy obrazu pozwalających na identyfikację uszkodzeń nawierzchni bitumicznych [7].

Poniżej przedstawiono wyniki analizy obrazów dostępnych w ramach realizowanego eksperymentu. Uzyskane obrazy zostały przekształcone w oparciu o metodę nakładania

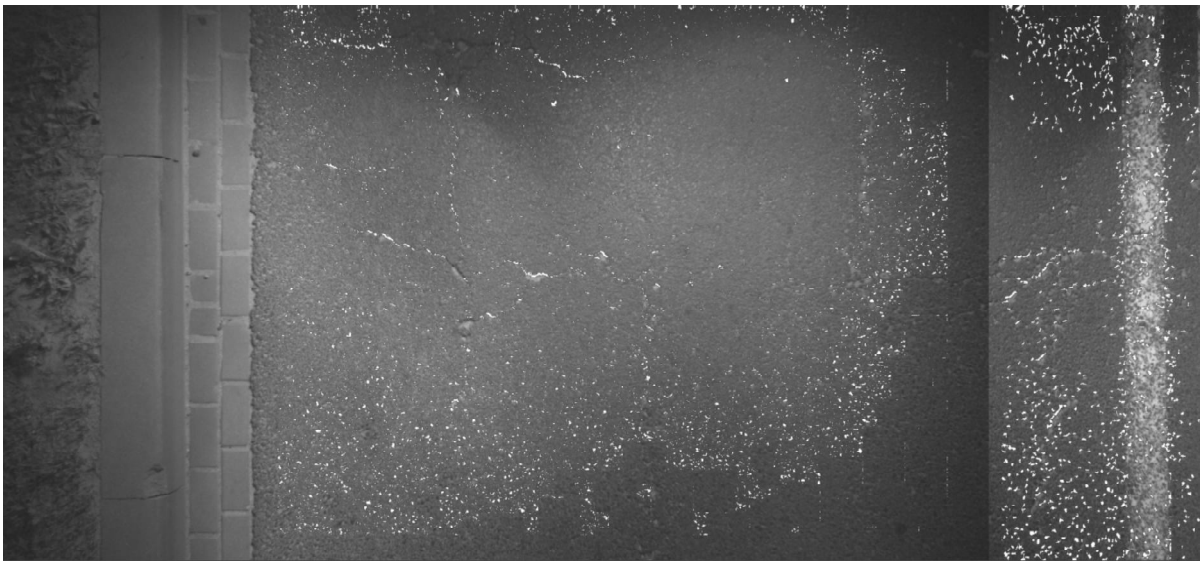
elementu strukturującego opisaną przez autorów w pracy [7]. Wykorzystano przekształcenie progowania, binaryzację i metodę dwukrotnego nakładania elementu strukturującego.

Jako elementy strukturujące wykorzystano dwa zestawy czterech masek o schemacie pokazanym na rys. 4. W pierwszym zestawie maski mają wymiar 10x10 pikseli a w drugim zestawie przyjęto wymiar 30x30 pikseli. Pierwszy zestaw (10x10 pikseli) wykorzystano do usunięcia z obrazu szumów. Drugi zestaw (30x30pikseli) do identyfikacji uszkodzeń nawierzchni.



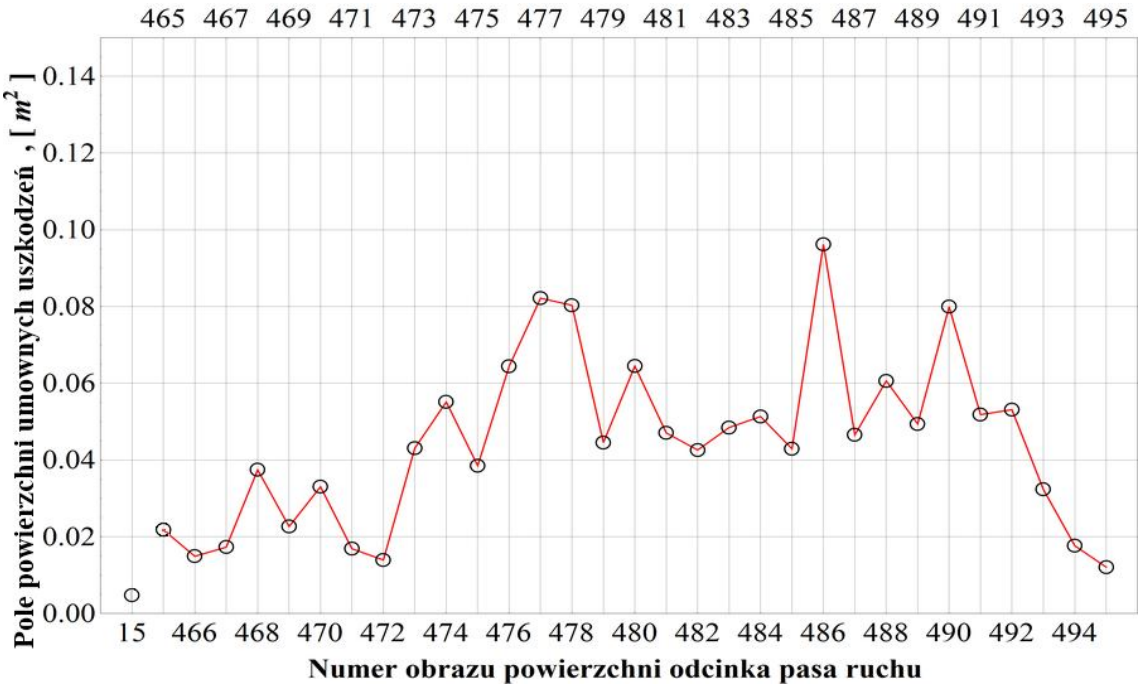
Rys.4. Elementy strukturujące wykorzystane do usunięcia z obrazu szumów i identyfikacji uszkodzeń nawierzchni

W wyniku przeprowadzonej zautomatyzowanej procedury identyfikacji uszkodzeń uzyskano wskazanie miejsc, które w myśl przyjętej zasady uznano za powierzchniowe uszkodzenie nawierzchni jezdni nazywane dalej w pracy „uszkodzeniem umownym". Miejsca te na rys. 5 przedstawione są za pośrednictwem wyróżnionych pikseli (biały kolor).



Rys. 5. Obraz nawierzchni bitumicznej jezdni z wyróżnionymi „uszkodzeniami umownymi"

W konsekwencji, mając na uwadze wymiary obszaru jakiemu odpowiada jeden piksel obrazu (1,5 x 1,5 mm), sporządzono wykres pola powierzchni „umownych uszkodzeń", wyróżnionych na kolejnych obrazach cyfrowych pasa ruchu (rys. 6).



Rys. 6. Pole powierzchni „umownych uszkodzeń", wyróżnionych na kolejnych obrazach cyfrowych pasa ruchu

Na rys. 6 przedstawiono pole powierzchni „umownych uszkodzeń" dla obrazu o numerze 15 oraz obrazach o numerach od 465 do 495. Numer obrazu, wobec wykonywania zdjęć co 1 metr, jest lokalnym kilometrażem miejsca rejestrowania obrazu. Obraz numer 15 obejmuje miejsce, w którym nie zidentyfikowano powierzchniowych uszkodzeń nawierzchni w trakcie przeprowadzonej wizji terenowej. Pole powierzchni „umownych uszkodzeń" dla tego obrazu (0,005m2) jest efektem szumów w obrazie cyfrowym nawierzchni jezdni. Uzyskany wykres pozwala wydzielić odcinki z większą ilością powierzchniowych uszkodzeń nawierzchni jezdni i uwzględnić to w procesie analizy wyników i ocenie stanu nawierzchni w ramach systemu zarządzania nawierzchniami.

5. ZAKOŃCZENIE

Przedstawione w pracy zagadnienia, związane z przekształceniami obrazów cyfrowych zawartych w bazach danych systemów zarządzania nawierzchniami, wskazują na duże możliwości zautomatyzowania procesów przetwarzania danych dla potrzeb identyfikacji i modelowania uszkodzeń nawierzchni jezdni dróg. Dane uzyskiwane w trybie fotorejestracji można wprowadzać do baz danych powiązanych z systemami informacji przestrzennej (GIS). Systemy informacji przestrzennej pozwalają na określenie przestrzennych relacji między obiektami opisującymi nawierzchnię jezdni i wynikami dokonywanych obserwacji. Dalsze badania nad przekształceniami obrazów cyfrowych nawierzchni drogowych powinny być prowadzone w kierunku opracowania algorytmów identyfikacji określonych rodzajów powierzchniowych uszkodzeń nawierzchni oraz ustalania wskaźników i kryteriów oceny dla parametru „stan powierzchni". Wyeliminowanie z procesu kwantyfikacji uszkodzeń subiektywnej oceny dokonywanej przez człowieka powinno poprawić jakość uzyskiwanych wyników i dać większą powtarzalność rezultatów badań i generowanych ocen.

Piśmienictwo

[1] Sztukiewicz R., Rydzewski P.: Diagnoza nawierzchni w systemie wspomagania zarządzania siecią ulic miasta Poznania, 52 Konferencja Naukowa KILiW PAN - KN PZITB, Gdańsk-Krynica 2006, tom 4, s. 283 - 289.
[2] Sztukiewicz R., Rydzewski P.: Diagnostyka nawierzchni w systemie wspomagania zarządzania siecią ulic, I Polski Kongres Drogowy, Warszawa 2006, s. 259-266.
[3] Rydzewski P., Sztukiewicz R.: Diagnoza nawierzchni jako podstawa wyboru zabiegów utrzymaniowych, Magazyn AUTOSTRADY, Katowice 2007, nr 5, s. 110 - 113.
[4] System Oceny Stanu Nawierzchni /SOSN/; Wytyczne stosowania, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Biuro Studiów Sieci Drogowej, Warszawa 2002.
[5] Sztukiewicz R., Rydzewski P.: Metoda oceny stanu jezdni dróg miejskich, Transport Miejski, 1997, nr 11, s. 25-30.
[6] Hampel I., Butkiewicz W.: Wybrane technologie w pomiarach drogowych, Magazyn AUTOSTRADY, Katowice 2009, nr 6, s. 50 - 52.
[7] Pożarycki A., Rydzewski P.: Cyfrowe przetwarzanie makroskopowych obrazów jezdni drogowych, Drogi i Mosty, Warszawa 2012, (praca przyjęta do druku).

DIGITAL IMAGE PROCESSING ISSUES IN DATABASES OF PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEMS

Summary

The paper refers to basic transformations problems of pavement roadway digital images that are used for identification and numerical modelling of bituminous pavement roadways distresses. The description of “surface state” parameter has been introduced. The paper provides a framework for storing methods and transformations of data in the process of assessment of pavement technical state in pavement management systems.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Andrzej POŻARYCKI[1]
Paweł RYDZEWSKI[2]
Politechnika Poznańska,
Instytut Inżynierii Lądowej

METODA LOKALNYCH WZORCÓW BINARNYCH DO IDENTYFIKACJI USZKODZEŃ NAWIERZCHNI DROGOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy opisano wyniki eksperymentu numerycznego, w którym testowano metodę lokalnych wzorców binarnych (LBP) do identyfikacji uszkodzeń powierzchni jezdni bitumicznych utrwalonych na ortogonalnych obrazach cyfrowych. Wyniki analiz potwierdziły możliwość wykorzystania tej metody, dla analizowanej populacji obrazów cyfrowych nawierzchni jezdni, przyjmując standardową wartość progową zalecaną w literaturze. Jednocześnie zauważa się, że potrzebę dodatowych przekształceń końcowych obrazu cyfrowego z uszkodzeniami nawierzchni można zrealizować przy wykorzystaniu podstawowych przkształceń morfologicznych.

SŁOWA KLUCZOWE: metoda lokalnych wzorców binarnych, identyfikacja uszkodzeń

1. WPROWADZENIE

W literaturze można znaleźć liczną grupę prac związanych z tematem komputerowej identyfikacji uszkodzeń powierzchni jezdni przy wykorzystaniu technik fotorejestracji [1][2][3][4][5][6]. W nawiązaniu do pracy [7] zauważa się, że fakt różnych wartości dla sąsiadujących ze sobą pikseli na obrazie cyfrowym można wykorzystać do klasyfikacji tekstury analizowanej powierzchni. Do tego celu używa się operatora lokalnych wzorców binarnych (Local Binary Pattern, LBP). Wybrane szczegóły tej metody, opisanej w [7] przedstawia się w dalszej części pracy. Próby zastosowania metody LBP do identyfikacji spękań nawierzchni drogowych przedstawione w pracy [8] wskazują na możliwość szerokiego wykorzystania tej metody w procesie oceny stanu technicznego nawierzchni drogowych. Przedstawiona w [8] propozycja metody lokalnych wzorców binarnych (LBP) pozwala na usprawnienie procesu przetwarzania danych. W prezentowanej pracy autorzy przedstawiają wyniki własnych doświadczeń związanych z wykorzystaniem metody lokalnych wzorców binarnych do identyfikacji uszkodzeń nawierzchni drogowych.

[1] andrzej.pozarycki@put.poznan.pl
[2] pawel.rydzewski@put.poznan.pl

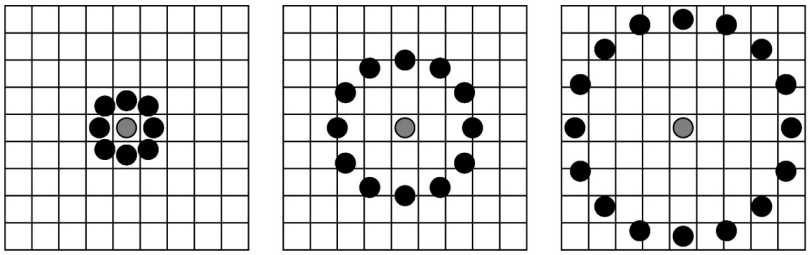
2. METODA LOKALNYCH WZORCÓW BINARNYCH

2.1. Algorytm lokalnych wzorców binarnych - operator LBP

Zgodnie z metodą przedstawioną w pracy [7] teksturę T w lokalnym sąsiedztwie pikseli obrazu w odcieniach szarości definiuje się, jako łączny rozkład odcieni szarości P + 1 (P > 0) pikseli obrazu:

$$T = t(g_c, g_0, \ldots, g_{P-1}) \tag{1}$$

gdzie: g_c - odpowiada wartości piksela środkowego w lokalnym sąsiedztwie,
$g_p(p = 0, \ldots, P-1)$ - odpowiada wartościom pikseli umieszczonych w równych odstępach między sobą na okręgu o promieniu R ($R > 0$), tworząc kołowo-symetryczny lokalny zestaw sąsiednich pikseli (rys. 1).



Rys. 1. Przykłady lokalnych zestawów sąsiednich pikseli dla różnych wartości P (liczby sąsiadujących pikseli z pominięciem piksela środkowego) i R (promienia okręgu wyznaczającego usytuowanie piksela względem piksela środkowego) 0

Odejmując wartość piksela środkowego od kolejnych sąsiednich pikseli, można określić lokalną teksturę obrazu, jako łączny rozkład wartości piksela środkowego i odpowiednich różnic, co opisane jest równaniem (2).

$$T = t(g_c, g_0 - g_c, \ldots, g_{P-1} - g_c) \tag{2}$$

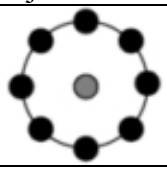
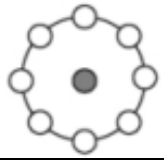
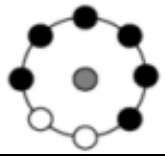
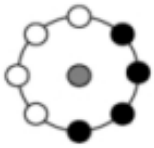
Kierując się potrzebą uzyskania wartości *T,* niezależnie od np. warunków wykonania zdjęcia, czy jego skalowania, miarę tekstury zdefiniowano w postaci wyrażonej wzorem (3)

$$T \approx t(s(g_0 - g_c), \ldots, s(g_{P-1} - g_c)), \text{ gdzie } s(x) = \begin{cases} 1 & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \tag{3}$$

Przypisując do każdej różnicy kolejnych pikseli dwumianową wagę 2^p, uzyskuje się unikalny kod lokalnego wzorca binarnego. Kod ten wyraża miarę tekstury w sąsiedztwie środkowego piksela o współrzędnych (x_c, y_c).

$$LBP_{P,R}(x_c, y_c) = \sum_{p=0}^{P-1} s(g_p - g_c)2^p \tag{4}$$

Tak utworzone wzorce binarne wykorzystuje się do wyszukiwania charakterystycznych elementów obrazu cyfrowego np. powierzchni jednolitych, krawędzi, końców krawędzi itp. Kilka wzorców, uznanych za szczególnie korzystne przy zadaniach wykrywania wybranych elementów obrazu cyfrowego przedstawiono na rys.2. [9].

Powierzchnia jednolita	Powierzchnia jednolita/płaska	Koniec linii	Krawędź	Róg
				

Rys. 2. Wybrane wzorce zdolne do identyfikacji chrakterystycznych elementów obrazu cyfrowego 0

Z punktu widzenia kodu LBP jako niezmiennika, w pracy [7] wprowadzono również miarę tekstury odporną na obrót obrazu cyfrowego. Transformację tą przedstawia się za pomocą wzorów (5), (6), (7).

$$LBP_{P,R}^{ri} = \min\{ROR(LBP_{P,R}, i) | i = 0,1, \ldots, P-1\} \tag{5}$$

gdzie: ri - oznacza niezmiennik w kontekście obrotu obrazu cyfrowego,
ROR(x, i) - funkcja "obracająca" liczbę binarną *x* *i*-krotnie zgodnie z kierunkiem wskazówek zegara ($|i| < P$),
Zakładając, że

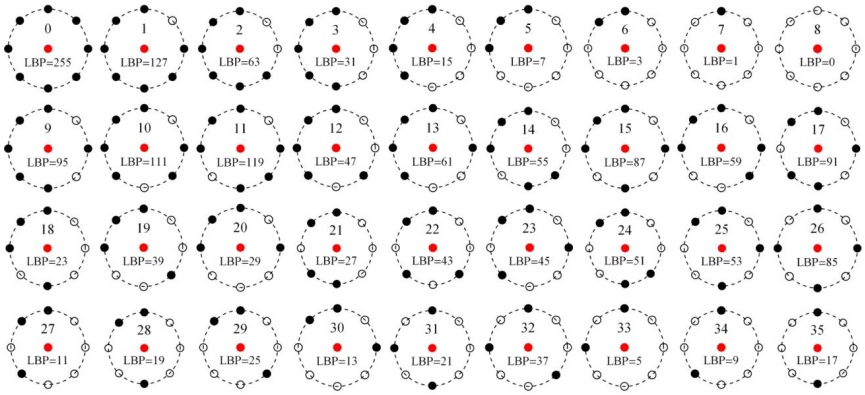
$$x = \sum_{k=0}^{P-1} 2^k a_k \tag{6}$$

funkcja ROR dla $i > 0$, realizująca operację obrotu zdefiniowana jest w postaci wzoru danego równaniem (7).

$$ROR(x, i) = \sum_{k=1}^{P-1} 2^{k-1} a_k + \sum_{k=0}^{i-1} 2^{P-i+k} a_k \tag{7}$$

2.2. Graficzna interpretacja algorytmu lokalnych wzorców binarnych

Wobec przyjętych założeń określony lokalny wzorzec binarny poddaje się działaniu funkcji ROR wyrażonej wzorem (7). Otrzymuje się P-1 wartości operatora LBP, a za unikalny kod tego wzorca, zgodnie ze wzorem (5) uznaje się minimalną z wartości zwracanych przez funkcję ROR. Postępując zgodnie z tym schematem [7], otrzymuje się 36 niezależnych kodów dla wzorców binarnych przedstawionych graficznie na rys. 3 (czarne symbole na okręgu oznaczają wartość 1, a puste wartość 0).



Rys. 3 niezależnych kombinacji lokalnych wzorców binarnych charakteryzujących się różną wartością niezmiennika rotacji $LBP_{P,R}^{ri}(P = 8, R = 1)$, (zgodnie z 0 wzorce w pierwszym wierszu nazywa się jednolitymi, a pozostałe uważa się za niejednolite)

2.3. Algorytm lokalnych wzorców binarnych do wykrywania spękań nawierzchni

W pracy [8] przedstawiono koncepcję wykorzystania metody lokalnych wzorców binarnych na potrzeby identyfikacji spękań nawierzchni jezdni drogowych. Istotne elementy tej koncepcji można scharakteryzować w następujący sposób:

- ustalono, że do wykrywania spękań szczególnie przydatne są tylko wybrane wzorce binarne i wyróżniono 6 podklas lokalnych wzorców opisanych etykietami od 0 do 5,
- wprowadzono wielkość R (Roughness, jednolitość) wyrażoną wzorem (8). W założeniach wielkość opisuje lokalną wariancję wartości pikseli. Miejsca z niską wartością wariancji postrzegane są jako obszar bez uszkodzeń. W praktyce oznacza to, że obszar reprezentowany przez wartość piksela środkowego (rys. 1) przyporządkowany jest bezpośrednio do określonej podklasy lokalnych wzorców (tab.1) bez konieczności obliczania wartości operatora $\boldsymbol{LBP}^{ri}_{P,R}$,

$$\mathrm{R} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} |g_i - \bar{g}| \tag{8}$$

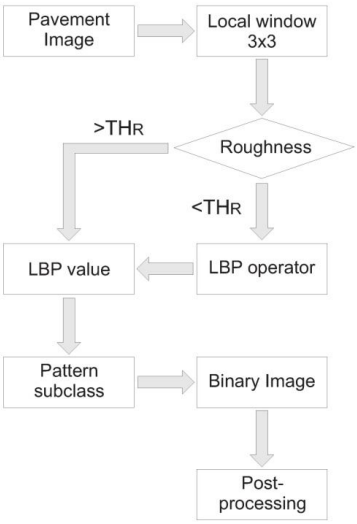
gdzie: g_i - wartość i-tego piksela zlokalizowanego wokół centralnego piksela maski,
$\bar{g}$ - wartość średnia „i" pikseli w otoczeniu piksela centralnego maski,

- uworzono funkcję mapującą lokalne wzorce binarne obrazu cyfrowego na etykiety lokalnych wzorców binarnych (36 wzorców, rys.), pogrupowanych w tab.1.

Tablica 1 Podklasy lokalnych wzorców binarnych wg 0

Nazwa	Krawędź lub róg	Możliwa krawędź lub róg	Koniec linii	Powierzchnia jednolita lub płaska	Wzorce nieistotne	Powierzchnia równa
Etykiety podklasy	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**0**
Nr porządkowy lokalnego wzorca binarnego (wg rys.)	3, 4, 5	9, 12, 13, 18, 19, 20, 21, 27, 30, 35	2, 6,14, 16, 28, 29	1, 7, 10, 11, 33, 34	15, 17, 22, 23, 24, 25, 26, 31, 32	0, 8

Schemat algorytmu do identyfikacji spękań powierzchni jezdni, proponowanej w pracy [8] przedstawiono na rys. 4. Wnioski przedstawione przez autorów pracy [8] wskazują na dużą skuteczność identyfikacji spękań nawierzchni z wykorzystaniem obrazów cyfrowych nawierzchni bitumicznych, o rozdzielczości w przedziale od 0,5 do 1 mm powierzchni na piksel obrazu cyfrowego. W badaniach przedstawionych w pracy [8] przyjęto wartość $TH_R = 0{,}16$. Podklasom o etykiecie nr 5 (tab.1) przypisano piksele w kolorze białym. Wszystkie podklasy o numerach etykiet mniejszych od 3 przedstawiono w postaci pikseli o kolorze czarnym. Spośród lokalnych wzorców binarnych o etykietach 3 i 4 białe piksele przyporządkowano tylko do tych miejsc obrazu cyfrowego, które znalazły się w sąsiedztwie pikseli reprezentujących krawędź lub róg (5 podklasa). W pozostałych przypadkach pikselom centralnym wykorzystanej maski nadano kolor czarny. Ostatni etap prac opisanych w [8] polegał na procesie eliminacji szumu, który stanowi efekt uboczny identyfikacji. Zidentyfikowane połączone grupy pikseli analizowano pod kątem ich długości, powierzchni, ilości, orientacji, aby w konsekwencji usunąć te, które prawdopodobnie nie przedstawiają obszaru spękań nawierzchni jezdni (postprocessing).



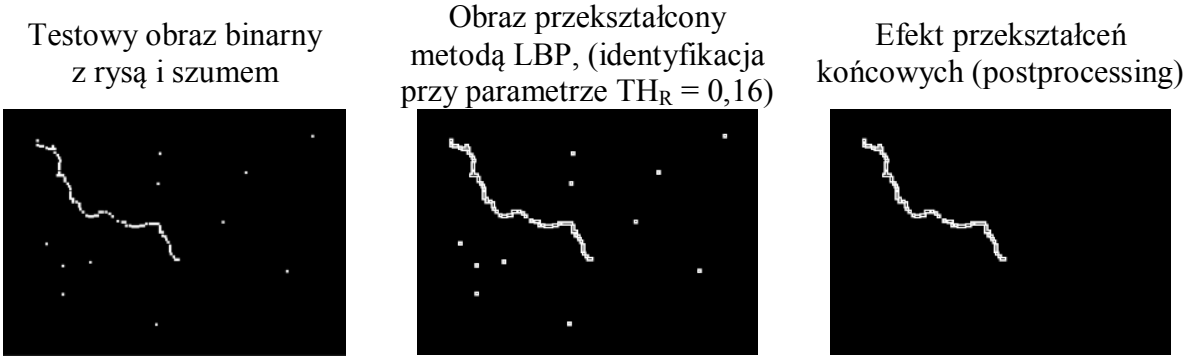
Wartość TH_R (rys. 4) stanowi próg, poniżej którego, wartości parametru *R* (Roughness), wskazują na prawdopodobny lokalny wzorzec binarny obrazu cyfrowego, który nie charakteryzuje obszaru uszkodzeń nawierzchni. Poprzez angielskojęzyczne sformułowania w przedstawionym obok schemacie, należy rozumieć:

- pavement image – obraz nawierzchni,
- local window 3x3 – maska o wymiarach 3 x 3,
- roughness – jednolitość,
- LBP operator – operator LBP,
- LBP value – wartość operatora LBP,
- pattern subclass – podklasa wzorca,
- binary image – obraz binarny,
- postprocessing – przetwarzanie końcowe (obrazu).

Rys. **4.** Schemat wykorzystanej metody LBP, opisanej w pracy 0

3. IDENTYFIKACJA USZKODZEŃ NAWIERZCHNI JEZDNI METODĄ LBP

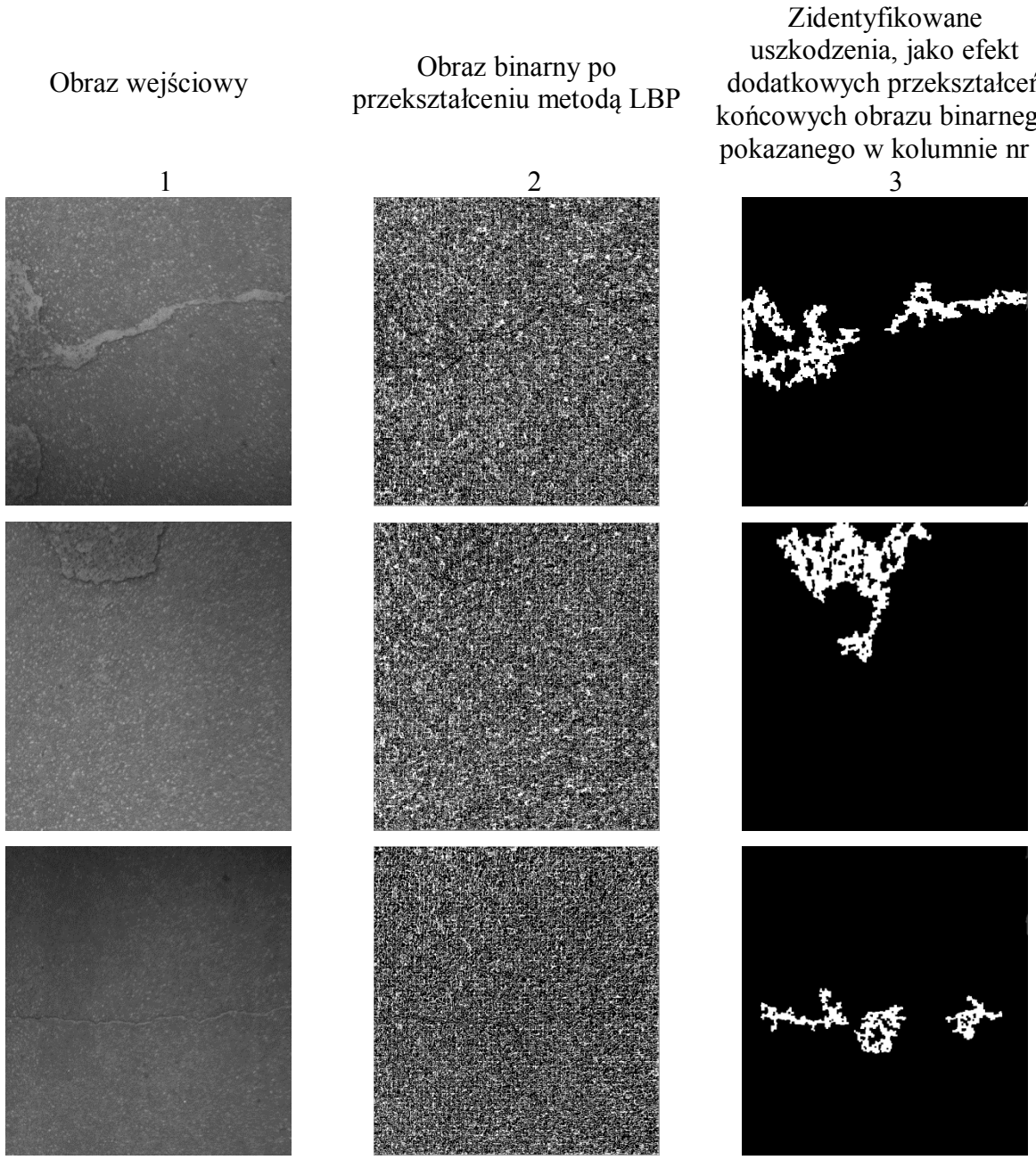
W pracy [8] nie podano szczegółowych informacji dotyczących przekształceń końcowych, a więc przekształceń obrazu wcześniej poddanego działaniu operatora LBP. Kierując się potrzebą opracowania uniwersalnego narzędzia do identyfikacji uszkodzeń nawierzchni jezdni zarejestrowanych na ortogonalnych obrazach cyfrowych, autorzy pracy podjęli próbę oceny skuteczności metody LBP w ocenie stanu technicznego nawierzchni jezdni bitumicznych. W pierwszej kolejności dokonano wstępnych przekształceń biorąc pod uwagę testowy obraz binarny, celem weryfikacji algorytmu schematycznie przedstawionego na rys.4. Przykład wykorzystania metody LBP w konfrontacji ze zdjęciem binarnym wraz z efektem przekształceń końcowych zilustrowano na rys. 5. Na etap przekształceń końcowych złożyło się usunięcie grupy połączonych białych pikseli o liczności mniejszej niż 24. Do tego celu wykorzystano metodę nakładania elementu strukturujacego o wymiarach 3 x 3 piksele.



Rys. 5. Wyniki przekształceń obrazu testowego metodą LBP wraz z efektem przekształceń końcowych

W kolejnym kroku, zdecydowano się przeanalizować populację 50 typowych zdjęć ortogonalnych powierzchni jezdni, dostępnych przy wykorzystaniu pojazdu wielofunkcyjnego [10]. W założeniach obrazy mają reprezentować grupę uszkodzeń powierzchni jezdni, charakterystycznych dla nawierzchni bitumicznych. Pojedynczy piksel analizowanych obrazów cyfrowych obejmuje obszar jezdni o wymiarach 1,5 x 1,5 mm. Analizę wykonano przy założeniu, że obrazy nie są poddawane żadnym wstępnym przekształceniom za wyjątkiem przekształceń geometrycznych (oryginalne obrazy o wymiarach 1500 x 1080, wykonane w rozdzielczości

96 dpi, przycięto do wymiarów 500 x 540 pikseli). Wiedząc, że wymiary nawierzchni dla pojedynczego piksela wynoszą 1.5 x 1.5 mm, każdy z analizowanych obrazów obejmuje obszar powierzchni jezdni równy 0.75 x 0.81 m. Z informacji zakodowanych w formacie tiff wynika, że do poszczególnych pikseli obrazu przypisano jedną wartość, co w konsekwencji oznacza obraz w odcieniach szarości. Przykładowe obrazy uzyskiwane na drodze przeprowadzonych przekształceń przedstawiono na rys. 6.



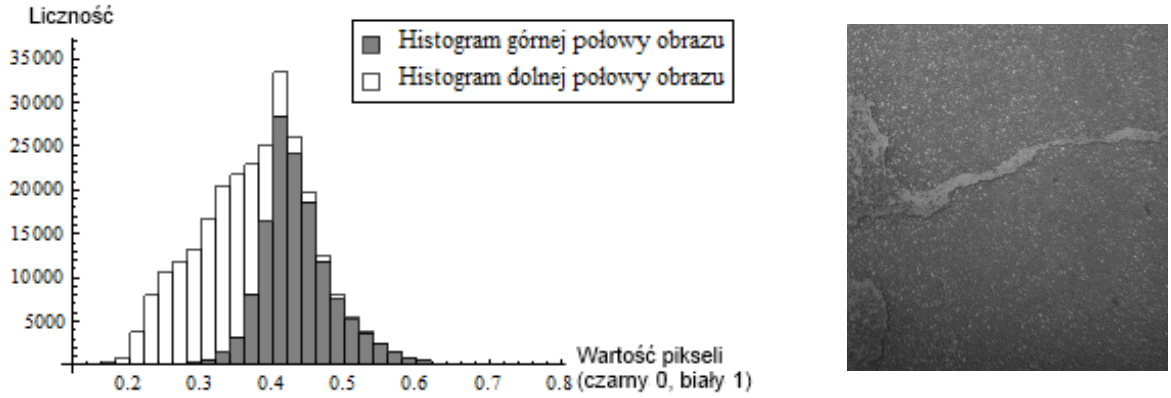
Rys. 6. Przykłady wyników identyfikacji uszkodzeń metodą LBP (źródło obrazu wejściowego 0)

Istotną cechą poddanych analizie obrazów jest nierównomierne naświetlenie, wynikające z technologii wykonywania zdjęć przy sztucznym świetle. Wiedząc, że wartość progu TH_R, ustalona w pracy [8] dla analizowanych tam obrazów, jest równa 0,16, w prezentowanym eksperymencie podjęto próbę zweryfikowania tej wartości progowej, dla analizowanej populacji zdjęć ortogonalnych nawierzchni jezdni.

Postępując zgodnie z metodą opisaną w [8], pikselom z przypuszczalnego obszaru uszkodzeń przypisano kolor biały, a pozostałym kolor czarny, a więc w odróżnieniu od obrazu wejściowego, obraz przetworzony ma postać binarną. Jednak w metodzie LBP, potrzeba identyfikacji uszkodzeń nawierzchni jezdni wymaga dodatkowych przekształceń końcowych (rys. 6), do których autorzy pracy wykorzystali typowe przekształcenia morfologiczne. Poszczególne przekształcenia realizowano w kolejności - usuwanie szumu metodą elementów strukturujących, operacja otwarcia i operacja domknięcia. W konsekwencji uzyskano obraz binarny z wyróżnionymi pikselami w miejscach uszkodzeń nawierzchni. W oparciu o wyniki przeprowadzonych analiz stwierdzono, że wartość progowa TH_R równa 0,16 może być wykorzystana do skutecznej identyfikacji uszkodzeń nawierzchni jezdni.

Postępując zgodnie z metodą opisaną w [8], pikselom z przypuszczalnego obszaru uszkodzeń przypisano kolor biały, a pozostałym kolor czarny, a więc w odróżnieniu od obrazu wejściowego, obraz przetworzony ma postać binarną. Jednak w metodzie LBP, potrzeba identyfikacji uszkodzeń nawierzchni jezdni wymaga dodatkowych przekształceń końcowych (rys. 6), do których autorzy pracy wykorzystali typowe przekształcenia morfologiczne. Poszczególne przekształcenia realizowano w kolejności - usuwanie szumu metodą elementów strukturujących, operacja otwarcia i operacja domknięcia. W konsekwencji uzyskano obraz binarny z wyróżnionymi pikselami w miejscach uszkodzeń nawierzchni. W oparciu o wyniki przeprowadzonych analiz stwierdzono, że wartość progowa TH_R równa 0,16 może być wykorzystana do skutecznej identyfikacji uszkodzeń nawierzchni jezdni.

W przypadków obrazów cyfrowych, gdzie uszkodzenia zlokalizowane są w różnych strefach naświetlenia obrazu (rys. 7), identyfikacja uszkodzeń nawierzchni jest niepełna.



Rys. 7. Przykład histogramów typowego obrazu analizowanego w pracy z uszkodzeniami zlokalizowanymi w strefach o różnym naświetleniu

Dla warunków opisanych w tej pracy, przypadek nierównomiernego naświetlenia uniemożliwił identyfikację wszystkich uszkodzeń widocznych na obrazie w trakcie realizacji pojedynczej iteracji metody LBP. Otrzymany wynik identyfikacji w takim przypadku pokazano już wcześniej (rys. 6, pierwszy wiersz).

4. PODSUMOWANIE

W przeprowadzonym eksperymencie wykorzystano metodę LBP, opisaną w pracy [8], do identyfikacji uszkodzeń na powierzchni jezdni drogowej utrwalonej na ortogonalnych obrazach cyfrowych. W konsekwencji przeprowadzonej analizy pozytywnie oceniono skuteczność tej metody, za wyjątkiem identyfikacji uszkodzeń na nierównomiernie oświetlonych obrazach. W takim przypadku zidentyfikowano poprawnie tylko część uszkodzeń widocznych na obrazie cyfrowym. To oznacza, że przed przystąpieniem do

zastosowania metody LBP wskazany jest etap przekształceń początkowych, w których złagodzi się wpływ naświetlenia obrazu np. poprzez metody stereologii. Eksperyment pozwolił również potwierdzić dla analizowanej populacji zdjęć, wartość współczynnika progowego TH_R, którą przyjęto podobnie jak w pracy [8] równą 0,16. W przekonaniu autorów, za pewną wadę metody należy uznać konieczność stosowania dodatkowych przekształceń morfologicznych obrazów wcześniej poddanych działaniom metody LBP. Fakt ten niewątpliwie utrudnia potencjalny proces pełnej automatyzacji identyfikacji uszkodzeń tą metodą.

Piśmiennictwo

[1] Gavilán M., Balcones D, Marcos O, Llorca D.F., Sotelo M.A., Parra I., Ocaña M., Aliseda P., Yarza P., Amírola A.,: Adaptive Road Crack Detection System by Pavement Classification, Sensors 2011, 11, 9628-9657; doi:10.3390/s111009628, s. 9628-9657.
[2] Gong W.: Automated real time pavement crack detection and classification, Contract NCHRP-111, University of Arkansas, TRB, May 31, 2007.
[3] Guoai Xu, Jianli Ma, Fanfan Liu, Xinxin Niu: Automatic Recognition of pavement Surface Crack based na BP Neural Network, 2008 International Conference on Computer and Electrical Engineering, 978-0-7695-3504-3/08, 2008 IEEE.
[4] Pożarycki A., Rydzewski P.,: Przekształcenia obrazów cyfrowych w drogownictwie, Drogownictwo, Warszawa 2012, (praca przyjęta do druku).
[5] Pożarycki A., Rydzewski P.: Cyfrowe przetwarzanie makroskopowych obrazów jezdni drogowych, Drogi i Mosty, Warszawa 2012, (praca przyjęta do druku).
[6] Subirats P., Dumoulin J., Legeay V., Barba D.: Automation of pavement surface crack detection using the continuous wavelet transform, 1-4244-0481-9/06, IEEE, ICIP 2006, p. 3037-3040.
[7] Ojala T., Pietikaeinen M., Maeenpaea T. Multiresolution Gray-Scale and Rotation Invariant Texture Classification with Local Binary Patterns. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, vol. 24, No. 7, July 2002.
[8] Yong hu, Chun-xia Zhao: A local binary pattern based methods for pavement crack detection, Journal of Pattern Recognition Research 1 (20103), p.140-147, 2010.
[9] Topi Mäenpää, The local binary pattern approach to texture analysis – extensions and applications, Academic Disertation, University of Oulu, Linnanmaa, August 2003.
[10] Lehman + Partner, Zdjęcia nawierzchni drogi, Test – Poznań 2009.

LOCAL BINARY PATTERN METHOD FOR IDENTIFICATION OF ROAD PAVEMENT DISTRESS

Summary

The paper presents the results of a numerical experiment that was adopted to test the local binary pattern method (LBP) for bituminous pavement distress identification on orthogonal digital images. In the case of investigated images population, the analysis of results confirm the possibility of using the standard threshold value preferred in the literature. It also proved that necessity of additional post-processing of pavement distresses images can be performed by using basic morphological transformations.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Stanisław RADOSZ
Marian TRACZ
Politechnika Krakowska

LOKALIZACJA ZABUDOWY WZGLĘDEM DRÓG W ASPEKCIE OCHRONY PRZED HAŁASEM

STRESZCZENIE

W artykule zaprezentowano minimalne odległości zabudowy od dróg w aspekcie ochrony przed hałasem. Odległości te ustalono na podstawie dopuszczalnych poziomów hałasu i prognozy poziomu hałasu dla dróg w podziale na drogi krajowe międzynarodowe i pozostałe oraz drogi wojewódzkie. Do prognozy założono typowy odcinek drogi i średnie charakterystyki ruchu w 2010 roku. Odległości określono dla terenu otwartego, zabudowy jedno i pięciopiętrowej.

Przedstawione odległości lokalizacji zabudowy i terenów chronionych akustycznie względem dróg sprowadzone zostały do zasad ogólnych i konkretnych propozycji liczbowych opartych na aktualnych przepisach i obciążeniu dróg ruchem oraz przyjętych założeniach upraszczających. Celem autorów było wskazanie błędów popełnianych w Polsce przy zagospodarowaniu otoczenia dróg i płynących stąd zagrożeń dla środowiska, a także problemów dla drogownictwa i dostarczenie planistom, projektantom i zarządcom dróg uproszczonego narzędzia do unikania opisanych wyżej problemów.

SŁOWA KLUCZOWE: droga, hałas, zabudowa, lokalizacja, minimalne odległości

1. WPROWADZENIE

Zagrożenie środowiska zamieszkania hałasem, mierzone przekroczeniem poziomów dopuszczalnych, występujące na ok. 25% terytorium Polski i wywołane głównie ruchem drogowym, stało się w ostatnich latach jednym z poważnych problemów w dziedzinie budownictwa i transportu drogowego, ponieważ mieszkańcy oczekują wysokiej jakości środowiska zamieszkania. Rozwiązań tego problemu, czyli ochrony zabudowy przed hałasem należy poszukiwać głównie w fazach planowania i projektowania. Na ogół dzieje się tak, że administracja drogowa nie ma wpływu na zagospodarowanie i zabudowę terenów poza pasem drogowym, a równocześnie jest zobligowana prawem do ich ochrony przed hałasem i innymi wpływami, nie tylko w przypadku budowy nowej drogi, ale także w przypadku przebudowy istniejącej drogi. Skutkiem tego i powszechnego w Polsce zjawiska lokalizowania zabudowy rażąco blisko dróg, zabezpieczenie otoczenia przed hałasem staje się bardzo często technicznie trudne i bardzo kosztowne.

Badania własne [4] wykonane na drogach krajowych województw małopolskiego i świętokrzyskiego pokazują skalę konfliktu drogi z otoczeniem w zakresie hałasu. I tak:

- średnio 55% długości tych dróg jest obudowane, głównie zabudową zagrodową zlokalizowaną dość blisko drogi, co w przypadku przebudowy tych dróg skutkuje koniecznością stosowania ekranowania zabudowy na tych odcinkach,
- około 80% budynków znajduje się w strefie zasięgu uciążliwego hałasu i jest to głównie zabudowa stara (kilkudziesięcioletnia), ale niestety w tym 10 ÷ 20% to zabudowa nowa;
- średni koszt ekranowania waha się od 2,5 mln zł/km drogi na odcinku DK-73 Szczucin – Dąbrowa Tarnowska (18km) do 5,7 mln zł/km na odcinku DK-7 Kraków – Słomniki (17,9km);
- blisko 80% budynków od strony drogi ma pokoje dzienne i sypialnie, a tylko 20% to kuchnie i łazienki; zaś 98% ankietowanych mieszkańców nie widzi możliwości zmiany przeznaczenia pomieszczeń w budynkach;
- wyjątkiem jest stosowanie formy zabudowy przy sięgaczu, którą napotkano na odcinku DK-73 przed Tarnowem, gdzie na końcu sięgacza o długości ok. 100m jest małe osiedle domków jednorodzinnych osłoniętych zazielenionym ekranem, co zapewnia komfortowy klimat akustyczny.

Obok głównego problemu, jakim jest uciążliwość hałasu, lokalizowanie zabudowy względem dróg wiąże się ściśle również z takimi problemami relacji drogi i ruchu z otoczeniem jak:

- dostępność do dróg i do otoczenia;
- zagrożenie bezpieczeństwa ruchu tranzytowego na drodze i lokalnego generowanego przez otoczenie, w tym również pieszego;
- estetyka zagospodarowania otoczenia zabudowy i terenów przyległych, a w tym estetyka środków ochrony przed hałasem (ekrany akustyczne).

Problemy te z kolei są ze sobą wzajemnie powiązane. Duża dostępność wymuszona pasmowym charakterem zabudowy wzdłuż dróg (rys. 1) i bliską jej lokalizacją powoduje zazwyczaj utrzymywanie przy przebudowie dość dużej dostępności do zabudowy, co wpływa na pogorszenie warunków ruchu i jego bezpieczeństwa. Taka sytuacja wynika z zaległości w budowie gminnych dróg lokalnych (klas D i L). W warunkach dużej dostępności i bliskości zabudowy, z uwagi na gęstość wjazdów i brak możliwości stosowania dróg serwisowych, pojawia się problem skuteczności ekranowania i estetyki ekranów akustycznych, a niekiedy braku możliwości technicznych do ekranowania.



Rys. 1. Przykład liniowej obudowy - Brzozowa, woj. świętokrzyskie, powiat włoszczowski

Zapewnienie sprawnego i bezpiecznego dostępu do drogi z równoczesnym ograniczeniem do minimum hałasu i innych konfliktów drogi z otoczeniem wymaga

kompleksowego i racjonalnego podejścia do ochrony przed hałasem, w którym problem lokalizacji zabudowy względem dróg musi być rozwiązany w pierwszej kolejności.

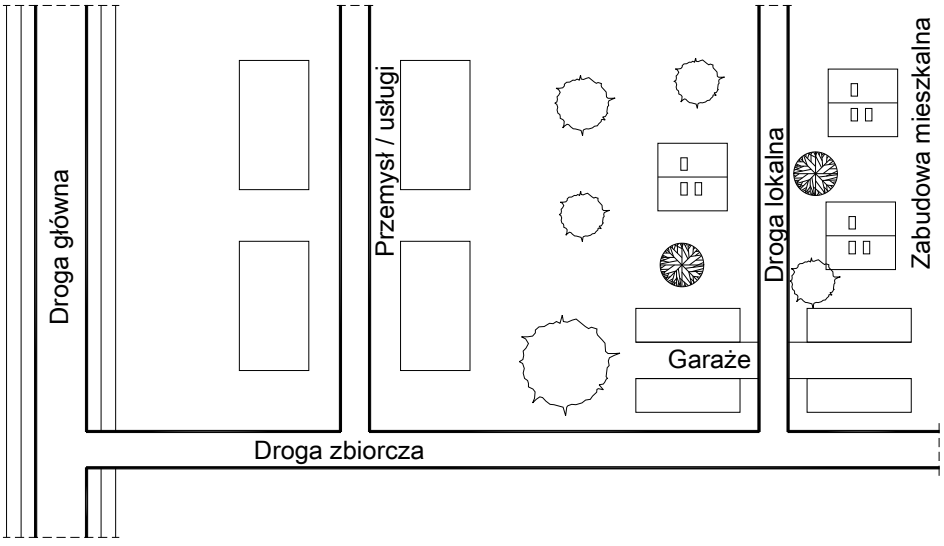
2. KSZTAŁTOWANIE ROZWIĄZAŃ URBANISTYCZNYCH W REJONIE DRÓG

Można rozróżnić dwa etapy podejmowania decyzji lokalizacyjnych:

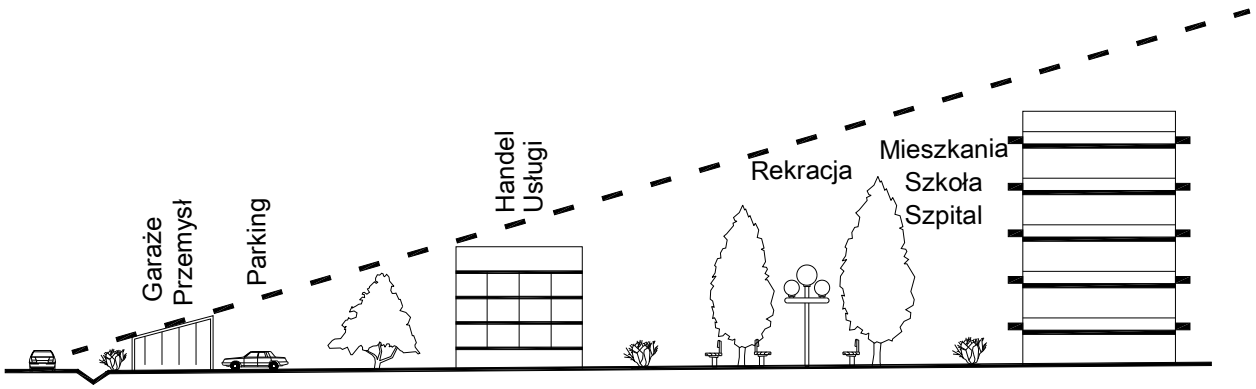
- pierwszy, to odpowiednie kształtowanie rozwiązań urbanistycznych w rejonie dróg;
- drugi, to stosowanie zalecanych lub przestrzeganie minimalnych w aspekcie hałasu odległości lokalizacji zabudowy od dróg; odległości zalecane to te za izofoną zasięgu hałasu, gdzie nie trzeba stosować ekranowania; odległości minimalne, jako wymagane należy zapewnić z uwagi na możliwość efektywnego ekranowania i urządzenia drogi serwisowej.

W kształtowaniu rozwiązań urbanistycznych w rejonie dróg zaleca się przestrzegać następujące zasady:

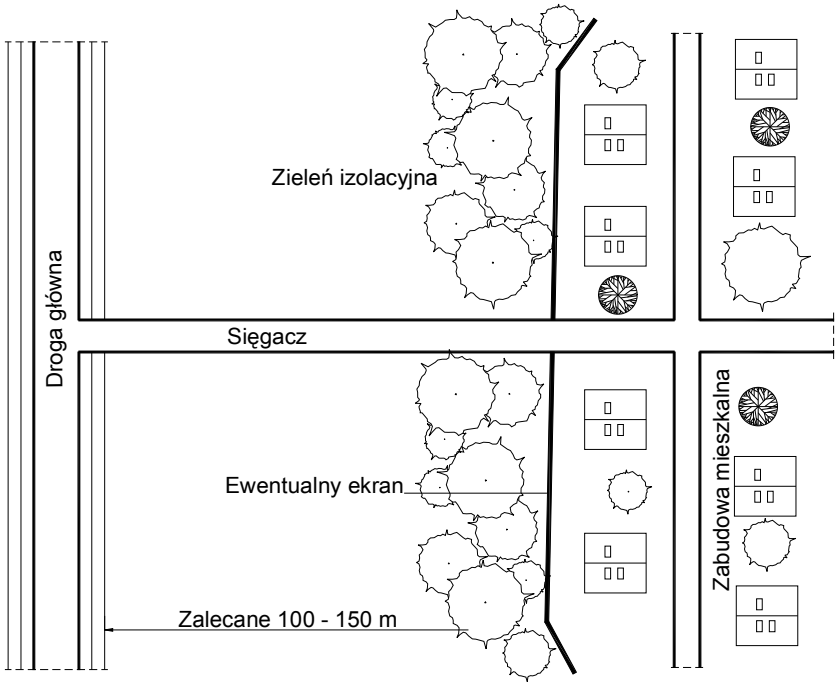
- strefowanie zabudowy, tzn. lokalizowanie zabudowy według zasady – im bardziej zabudowa lub teren wrażliwy na hałas, tym dalej od drogi pełniącej funkcję ruchową (rys. 2); co oznacza, że najbliżej drogi wyższej klasy powinny być lokalizowane mało wrażliwe na hałas: parkingi, obiekty magazynowe, komercyjne, dalej przy drodze zbiorczej obiekty handlowe i usługowe, a najdalej przy drodze lokalnej szkoły, szpitale i zabudowa mieszkaniowa z oknami pomieszczeń wrażliwych na hałas w stronę przeciwną do drogi;
- stosowanie ochrony biernej polegającej na ekranowaniu zabudowy wrażliwej na hałas obiektami niewrażliwymi (rys. 3);
- wykorzystywanie przy drogach głównych form sięgaczowych, tzn. lokalizowania już małych osiedli, a nawet dwóch lub trzech budynków, dalej od drogi przez ich wspólne połączenie z drogą główną w celu obniżenia kosztów (rys. 4).



Rys. 2. Możliwe strefowanie zabudowy w rejonie dróg dla ochrony przed hałasem



Rys. 3. Bierna ochrona przed hałasem



Rys. 4. Połączenie sięgaczem zabudowy z drogą

3. ODLEGŁOŚCI ZABUDOWY OD DRÓG W ASPEKCIE OCHRONY PRZED HAŁASEM

Odległości zabudowy i terenów chronionych od krawędzi jezdni dróg w aspekcie ochrony przed hałasem to odległości większe od zasięgu uciążliwego hałasu. Zasięg tego hałasu zależy od:

- charakterystyk ruchu na drodze, którą jako źródło hałasu charakteryzują: natężenie ruchu, średnia prędkość potoku ruchu i udział w nim pojazdów ciężkich (najbardziej hałaśliwych);
- pochylenia niwelety drogi;
- rodzaju i pokrycia terenu;
- wysokości zabudowy (punktu odbioru) nad terenem;
- ekranowania występującego pomiędzy drogą a zabudową;
- obowiązującego standardu jakości klimatu akustycznego, czyli od dopuszczalnego poziomu hałasu dla danego terenu.

Przyjęte założenia:

Do obliczeń dla ustalenia zasięgu uciążliwego hałasu przyjęto na użytek tego opracowania następujące założenia upraszczające (tablica 1):

- drogi podzielono za [7, 8] na: drogi krajowe międzynarodowe (DKm), drogi krajowe pozostałe (DKp) i drogi wojewódzkie (DW);
- średni dobowy ruch (SDR) oraz procentowy udział „p" pojazdów ciężkich przyjęto na podstawie [7, 8]; dla przyjętych kategorii dróg DKm, DKp oraz DW wynoszą one odpowiednio: 16,7; 7,1; 3,4 tys. P/dobę, a udział procentowy ruchu ciężkiego odpowiednio: 33, 27, 18%;
- udział ruchu dobowego w porze dnia (6:00 – 22:00) i w porze nocy (22:00 – 6:00) przyjęto odpowiednio 0,87 i 0,13 jako wartości uśrednione dla ciągów drogowych, dojazdów do dużych miast i przejść przez małe miejscowości na podstawie [5]; wartości te posłużyły do obliczenia średniego godzinnego natężenia ruchu q w porze dnia i nocy jako danych do prognozy hałasu (tablica 1);
- średnie prędkości $v_{śr}$ potoku ruchu przyjęto na podstawie [5] jako średnioważone dla pojazdów lekkich i ciężkich (tablica 1) jak w terenach poza formalnie wyznaczonymi obszarami zabudowy, na których nie obowiązuje ograniczenie prędkości – przyjęto w ten sposób warunki najbardziej niekorzystne ze świadomością, że dopuszczalne prędkości w tak zwanych obszarach zabudowanych są znacznie przekraczane;
- założono brak wpływu pochylenia niwelety drogi na poziom hałasu (i≤2%) i teren płaski pokryty trawą jako warunki przeciętne;
- przyjęto wysokości punktu odbioru: 1,5 m w terenie otwartym, 6,0 m dla zabudowy piętrowej i 18,0 m dla V piętra;
- założono brak ekranowania naturalnego (np. droga w wykopie) przyjmując warunki przeciętne i bardziej niekorzystne;
- przyjęto na podstawie [2] dopuszczalne równoważne poziomy hałasu 60 i 50 dB odpowiednio dla pory dnia i nocy dla otoczenia dróg zamiejskich i analogicznie 55 i 50 dB dla otoczenia dróg podmiejskich (tablica 1);

Tablica 1. Uśrednione wartości parametrów ruchu i założenia do analiz poziomu hałasu w otoczeniu dróg oraz poziomy dopuszczalne

Parametry ruchu Kategoria drogi	Pora doby	q [P/h]	$v_{śr}$ [km/h]	p [%]	Założenia	L_{eq}^{dop}	
						Tereny zamiejskie	Tereny podmiejskie
DKm	Dzień	910	85	30	- i<2% - teren płaski porośnięty trawą - h = 1,5m 6m 18m	60	55
	Noc	270	95	35		50	
DKp	Dzień	390	80	25		60	55
	Noc	110	90	30		50	
DW	Dzień	180	75	18		60	55
	Noc	50	85			50	

Objaśnienia: Pora dnia: 6:00 - 22:00, pora nocy: 22:00 – 6:00

q – średnioroczne, średniogodzinne natężenie ruchu w porze dnia w obu kierunkach [P/h],
$v_{śr}$ – średnia prędkość potoku ruchu [km/h],
p – procentowy udział pojazdów ciężkich w ruchu [%],
i – pochylenie niwelety drogi [%],
h – wysokość punktu odbioru nad terenem [m],
L_{eq}^{dop} – dopuszczalny poziom hałasu [dB] według [2].

Metodyka obliczeń odległości i wyniki:

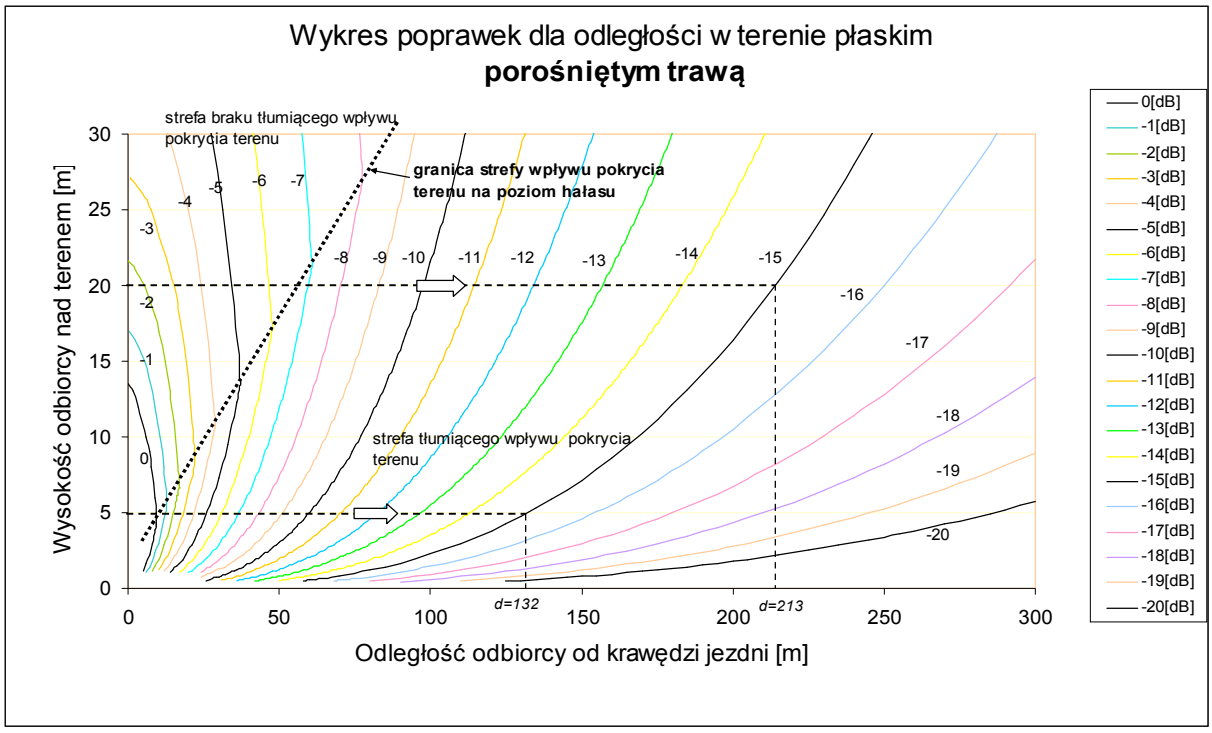
Wyniki obliczeń prognostycznych wg metody [1] oraz zalecane odległości zabudowy od dróg dla przyjętych wcześniej założeń przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Wyniki obliczeń prognostycznych hałasu

Kategoria drogi	Pora doby	Równoważny poziom hałasu [dB]		Przekroczenie poziomu dopuszczalnego w dB	Zalecane odległości od krawędzi jezdni [m]		
					Teren		
		Podstawowy w odl. 10m od krawędzi jezdni	Dopuszczalny		otwarty	zabudowy piętrowej	zabudowy V-pietrowej
DKm	Dzień	71,0	60 (55)	11,0 (16,0)	44 (100)	73 (160)	110 (235)
	Noc	66,6	50	16,6	110	174	258
DKp	Dzień	66,8	60 (55)	6,8 (11,8)	21 (50)	38 (84)	55 (120)
	Noc	62,2	50	12,2	56	92	138
DW	Dzień	62,6	60 (55)	2,6 (7,6)	11 (25)	18 (42)	14* (64)
	Noc	57,5	50	7,5	25	43	65

Objaśnienia: Wartości w nawiasach dotyczą odcinków dróg podmiejskich.
*/ Dla ochrony V piętra wystarczy odległość 14m, ale trzeba zapewnić co najmniej 18 m, aby ochronić I piętro.

Do wyznaczenia zalecanych odległości posłużono się wykresem na rys. 5 [1].



Rys. 5 Wykres do wyznaczania poprawek odległości w terenie płaskim porośniętym trawą

Wyniki obliczeń w tablicy 2 pokazują, że:

- o zalecanej odległości decyduje pora nocy dla wszystkich kategorii dróg i ich otoczenia;
- ponieważ w porze nocy poziomy dopuszczalne hałasu są jednakowe dla otoczenia dróg zamiejskich i podmiejskich, odległości zalecane są jednakowe dla obu tych rodzajów dróg;
- obniżenie jakości klimatu akustycznego o 5dB, czyli zwiększenie dopuszczalnego poziomu hałasu o tę wartość oznacza ponad dwukrotne zmniejszenie zalecanej odległości; zagadnienie to nie jest jednak tutaj analizowane.

Biorąc powyższe pod uwagę i podając wartości odległości z tablicy 2 z odstępem 5m przyjęto ostatecznie odległości jak w tablicy 3, proponując również przyporządkowanie ich do średnio dobowego ruchu (SDR) i klas technicznych dróg.

Tablica 3. Zalecane odległości zabudowy i terenów chronionych od krawędzi jezdni drogi

Kategoria drogi (klasa techniczna) SDR	Minimalne zalecane odległości [m]		
	Teren		
	otwarty	zabudowy I-piętrowej	zabudowy V-piętrowej
Drogi krajowe międzynarodowe (S, GP, G) 10 – 22 tys. P/dobę	110	175	260
Drogi krajowe pozostałe (GP, G) 5 – 10 tys. P/dobę	60	95	140
Drogi wojewódzkie (G, Z, L) 1 – 5 tys. P/dobę	25	45	65

Możliwości realizacji – zabudowa istniejąca

W przypadku planowania drogi podane w tablicy 3 odległości mogą dawać wstępny szacunek stopnia naruszenia klimatu akustycznego i wpływać na rozwiązanie projektowe. Podobnie inwestorzy, urbaniści i wydający decyzje lokalizacyjne w rejonie dróg mogą ocenić skalę zagrożenia dla tych inwestycji i ewentualnie koszty z tym związane.

W przypadku zabudowy istniejącej, gdzie 80% zabudowy przy drogach krajowych znajduje się w strefie zasięgu hałasu i stąd 55% ich długości wymaga ekranowania (punkt 1) lub innych form ochrony przed hałasem, pozostaje rozwiązywanie trudnych problemów i ponoszenie kosztów opisanych we wstępie.

4. OPTYMALNE ODLEGŁOŚCI ZABUDOWY OD DRÓG

Odległości minimalne:

Minimalne odległości zabudowy od dróg z budowlanego punktu widzenia wyznaczyć można uwzględniając:

- odległości linii rozgraniczającej wyznaczającej pas drogowy;
- możliwości budowy efektywnego ekranowania;
- możliwości urządzenia drogi serwisowej.

Przyjęte na podstawie [3] dla typowych klas technicznych dróg i ich przekrojów odległości linii rozgraniczającej od krawędzi jezdni podano w tablicy 4.

Tablica 4. Minimalne odległości zabudowy i terenów chronionych od krawędzi jezdni drogi

Klasa techniczna drogi (liczba jezdni x liczba pasów)	Odległości linii rozgraniczającej od krawędzi jezdni w m	Szerokość pasa drogowego drogi serwisowej w m	Minimalne odległości od krawędzi jezdn w m
S (1x2 i 2x2)	12	15	27
GP, G (1x2 i 2x2)	9	15	24
Z (1x2)	7	15	22
L (1x2)	5	-	5

Odległości te określają możliwą lokalizację ekranów, o ile nie wystąpi kolizja z uzbrojeniem technicznym podziemnym i urządzeniami organizacji ruchu i brd, dla których przewidziany jest pas drogowy. Pomimo tego występujące w warunkach naszej zabudowy częste zapotrzebowanie na wjazdy w ekranach prowadzi do obniżenia efektywności akustycznej tych ekranów i wzrostu zagrożenia bezpieczeństwa ruchu z powodu często występujących ograniczeń widoczności. Rozwiązanie tego problemu wymaga stosowania dróg serwisowych, a to oznacza dodatkowy pas terenu dla ich budowy.

Przyjmując typową drogę serwisową klasy technicznej D lub L (1x2) należy zabezpieczyć pas terenu szerokości 15m odpowiadający szerokości w liniach rozgraniczających dla tych dróg [3].

Rozwiązanie optymalne

Lokalizacja zabudowy w odległości mniejszej niż zalecana oznacza potrzebę zabezpieczenia przed hałasem. Biorąc pod uwagę wartość terenu i inne uwarunkowania dla zabudowy zwłaszcza w otoczeniu dróg istniejących sformułować można tezę, że „bliżej niż odległości zalecane i kosztem estetycznych środków ochrony (ekrany naturalne – zieleń i ogrodzenia) – to może być często rozwiązanie optymalne". Optymalizacja według kryterium minimum hałasu i kosztów ochrony wydaje się tu podejściem racjonalnym.

Syntezę wyników analiz zestawiono w tablicy 5.

Tablica 5. Zestawienie odległości zabudowy od dróg w aspekcie ochrony przed hałasem

Kategoria drogi SDR P/dobę	Klasa techniczna drogi	Odległości zabudowy od krawędzi jezdni drogi [m]	
		minimalne	minimalne zalecane*)
Drogi krajowe międzynarodowe 10 – 22 tys.	S (1x2 i 2x2) GP, G (1x2 i 2x2)	27 24	110 – 260
Drogi krajowe pozostałe 5- 10 tys.	GP, G (1x2 i 2x2) Z (1x2)	24 22	60 – 140
Drogi wojewódzkie 1 – 5 tys.	G (1x2) Z (1x2) L (1x2)	24 22 5	25 - 65

*) Zależnie od „terenu" (wysokości odbiorcy).

Proponowane odległości zabudowy od dróg dotyczą przyjętych założeń (punkty 3 i 4) i należy taktować je jako orientacyjne.

5. UWAGI KOŃCOWE

Przedstawione warunki dla lokalizacji zabudowy i terenów chronionych akustycznie względem dróg sprowadzone zostały do zasad ogólnych i konkretnych propozycji liczbowych opartych na aktualnych przepisach i obciążeniu dróg ruchem oraz przyjętych założeniach upraszczających. Celem autorów było wskazanie błędów popełnianych w Polsce przy zagospodarowaniu otoczenia dróg i płynących stąd zagrożeń dla środowiska, a także problemów dla drogownictwa i dostarczenie planistom, projektantom i zarządcom dróg uproszczonego narzędzia do unikania opisanych wyżej problemów.

Przykładowe odległości zabudowy od dróg zalecane z punktu widzenia ochrony przed hałasem:

- SDR = 3 tys. P/dobę, droga wojewódzka klasy Z lub L: minimalne odległości wynoszą 25, 45, 65 m odpowiednio dla wysokości odbiorcy: 1,5, 6, 18 m (tablica 3).
- SDR = 9 tys. P/dobę, droga krajowa klasy G: minimalne odległości wynoszą 60, 95, 140 m odpowiednio dla wysokości odbiorcy: 1,5, 6, 18 m (tablica 3).

Biorąc pod uwagę koszty zabezpieczenia przed hałasem, ale przede wszystkim ludzkie zdrowie, oczywiste wydają się korzyści z przestrzegania zasad lokalizacji zabudowy w rejonie dróg i warto zmieniać świadomość inwestorów i podejmujących decyzje lokalizacyjne, a także organów stanowiących prawo. Kształtowanie zabudowy można poprawić przez budowę dróg gminnych równoległych do krajowych dla umożliwienia racjonalnej lokalizacji zabudowy,

Celowym jest zobowiązanie prawne inwestorów, którzy lokalizują budynki w strefie zasięgu hałasu do wykonania zabezpieczenia przed hałasem w warunkach do decyzji lokalizacyjnej. W ten sposób można również ukrócić samowolę i dowolność związaną z ogrodzeniami. Zagadnienie to jest regulowane prawem w wielu rozwiniętych krajach.

W analizie ochrony biernej przed hałasem ważne jest także usytuowanie różnych rodzajów budynków względem siebie (np. szczytem do drogi), co jednak nie było przedmiotem opisywanych badań.

Przy analizie odległości ekranu od jezdni, czyli rezerwy terenu trzeba także brać pod uwagę możliwość lokalizacji ekranów poza pasem drogowym, co jak się okazuje w wielu przypadkach jest rozwiązaniem efektywniejszym akustycznie, tańszym [6] i bardziej estetycznym, niż stosowane lokalizowanie ekranu w obrębie pasa drogowego z uwagi na inwestora i zarządcę drogi. Ta kwestia też wymaga uregulowań prawnych dla ułatwienia pozyskiwania terenu na ten cel.

Pismiennictwo

[1] Radosz S.: Analiza wybranych parametrów ruchu i drogi w aspekcie ochrony akustycznej środowiska, Praca doktorska, Politechnika Krakowska 1985
[2] Rozp. Min. Środowiska w s. dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku z dn. 14.06.2007 (Dz. U. Nr 120, poz. 826)
[3] Rozp. Min. Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie z dn. 02.03.1999 (Dz. U. Nr 43, poz. 430)
[4] Tracz M., Radosz S.: Zagrożenia hałasem budynków w otoczeniu dróg – problem akustyczny, dostępności i estetyki, PAN, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Problemy naukowo – badawcze budownictwa, Wyd. Politechniki Białostockiej, Białystok 2007
[5] Tracz M. z zespołem, Bohatkiewicz J. z zespołem: Mapy akustyczne dla dróg krajowych o natężeniu ruchu powyżej 16,4 tys. pojazdów na dobę – raport z wykonania zadanie nr 6, Przygotowanie danych do bazy GIS oraz danych do prognoz hałasu, Kraków 2007

[6] Tracz M., Radosz S., Woźniak K., Buczek A.: How To Make Traffic Noise Barrier Cost Effective? Move It Close To Object!. referat przyjęty na konferencję Euronoise 2012, Praga 06/2012
[7] Transprojekt W-wa: Ruch drogowy 2010, W-wa 2011
[8] Transprojekt W-wa: Synteza wyników pomiaru ruchu na drogach wojewódzkich 2010 roku, W-wa 2011

LOCATION OF BUILDINGS RELATIVE TO ROADS WITH RESPECT TO NOISE PROTECTION

Summary

Minimum distances of buildings from roads are presented with respect to protection against traffic noise. Such minimum distances were determined for an open area and for one- and five-storey buildings on the basis of the allowable noise levels and noise level predictions for national and regional roads. For such noise predictions, a typical road section and average 2010 traffic data were assumed.

The location distances of buildings and areas acoustically protected from the road are reduced to general principles illustrated with specific numerical data based on the current regulations. The purpose of these examples was to suggest elimination of mistakes in permissions for buildings location around the roads in Poland and their environment. The paper analyses consequences of building location to provide those who plan, design and manage roads with a simplified tool for avoiding such mistakes.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Piotr RADZISZEWSKI[1]
Jerzy PIŁAT[2]
Karol J. KOWALSKI[3]
Jan B. KRÓL[4]
Michał SARNOWSKI[5]
Politechnika Warszawska

ANALIZA LEPKOSPRĘŻYSTYCH WŁAŚCIWOŚCI ASFALTÓW I POLIMEROASFALTÓW

STRESZCZENIE

Budowa nowoczesnych i trwałych nawierzchni asfaltowych wymaga stosowania wysokiej jakości lepiszczy asfaltowych oraz odpowiednich kruszyw, wypełniaczy i dodatków.

Celem artykułu jest analiza właściwości lepkosprężystych asfaltów drogowych i polimeroasfaltów produkowanych w Polsce.

W artykule przedstawiono wyniki badań właściwości normowych lepiszczy asfaltowych oraz badań reologicznych przeprowadzonych w szerokim zakresie temperatur eksploatacyjnych. Przedstawiono ponadto wyniki badań mikrostruktury asfaltów modyfikowanych. Na podstawie analizy wyników badań stwierdzono, że lepiszcza asfaltowe spełniają wymagania normowe, mają jednak zróżnicowane właściwości reologiczne. Stwierdzono, że lepiszcza asfaltowe należące do określonej grupy twardości wykazują duże zróżnicowanie właściwości.

SŁOWA KLUCZOWE: asfalt, asfalt modyfikowany, wymagania, reologia, starzenie

1. WSTĘP

Asfalty i mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami termoplastycznymi o typowo lepkosprężystych właściwościach. Są one podstawowymi materiałami stosowanymi w budowie nawierzchni drogowych. Podstawową funkcją jaką powinny spełniać asfalty drogowe w mieszance mineralno-asfaltowej jest trwałe otoczenie i związanie ziaren mineralnych w monolityczny kompozyt o odpowiednich właściwościach mechanicznych, niezmiennych w czasie eksploatacji nawierzchni drogowej. Spełnienie tych funkcji przez

[1] p.radziszewski@il.pw.edu.pl
[2] j.pilat@il.pw.edu.pl
[3] k.kowalski@il.pw.edu.pl
[4] j.krol@il.pw.edu.pl
[5] m.sarnowski@il.pw.edu.pl

asfalt zależy od jego składu chemicznego, adhezji do kruszywa, kohezji oraz właściwości normowych i reologicznych [1-3].

Badania normowe nie mogą stanowić dostatecznego kryterium oceny jakości asfaltów w aspekcie ich przydatności do budowy nawierzchni asfaltowych [4]. Z tego względu, pełną ocenę przydatności lepiszczy asfaltowych do budowy nawierzchni można uzyskać na podstawie wyników badań reologicznych prowadzonych w szerokim zakresie temperatur użytkowych i czasu obciążenia [5,6].

Celem pracy była analiza właściwości lepkosprężystych asfaltów i polimeroasfaltów produkowanych w Polsce przez rafinerie w Płocku i Gdańsku. Analizie poddano wyniki badań otrzymane w ramach realizacji projektu badawczego „Weryfikacja wymagań i metod oceny właściwości lepkosprężystych krajowych asfaltów i asfaltów modyfikowanych" w latach 2009 - 2011 na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad [7].

2. LEPISZCZA ASFALTOWE I METODYKA BADAŃ

Badania właściwości normowych oraz właściwości reologicznych wykonano na próbkach asfaltów drogowych i polimeroasfaltów (29 próbek lepiszczy) o różnej konsystencji, pochodzących od dwóch producentów (A i B). Próbki zostały pobrane zgodnie z normą PN-EN 58:2009 w czasie rozładunku lepiszcza w wytwórniach MMA zlokalizowanych na całym obszarze Polski, w czasie sezonu budowlanego 2010 roku.

Próbki lepiszczy asfaltowych poddano następującym badaniom normowym i reologicznym: penetracji (w temperaturze 5ºC, 15ºC, 25ºC), temperatury mięknienia wg PiK, temperatury łamliwości wg Fraassa, nawrotu sprężystego, dynamicznego ścinania w aparacie DSR w funkcji temperatury i częstotliwości 10 rad/s oraz sztywności pełzania w aparacie BBR w funkcji temperatury. Badania właściwości asfaltów i polimeroasfaltów przeprowadzono dla lepiszczy przed i po starzeniu technologicznym RTFOT i po starzeniu eksploatacyjnym (RTFOT+PAV). Wykonano ponadto badania składu grupowego asfaltów [8] i badania mikrostruktury polimeroasfaltów (wg PN-EN 13632) [9].

Badania dla asfaltów drogowych wykonano zgodnie z obowiązującymi normami wg normy PN-EN 12591:2010 i dla polimeroasfaltów wg PN-EN 14023:2010. Badania dynamicznego ścinania w aparacie DSR oraz sztywności pełzania w aparacie BBR przeprowadzono zgodnie z metodyką SHRP [2, 10].

3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ NORMOWYCH LEPISZCZY ASFALTOWYCH

Wyniki badania penetracji w 25ºC, temperatury mięknienia wg PiK oraz temperatury łamliwości wg Fraassa asfaltów drogowych i polimeroasfaltów przedstawiono w tab. 1.

Badanie penetracji jest oceną konsystencji lepiszczy w średnich temperaturach eksploatacyjnych oraz podstawowym parametrem klasyfikacyjnym wg normy PN-EN 12591. Przedstawione w tab. 1. wyniki badania twardości lepiszczy wykazują zróżnicowanie wartości penetracji w poszczególnych grupach twardości. Poza pojedynczymi przypadkami, badane lepiszcza spełniają wymagania normy dotyczące penetracji. Asfalty rodzaju 20/30 wykazują penetrację w temperaturze 25ºC zbliżoną do dolnej granicy wymagań. Wśród 8 badanych asfaltów rodzaju 35/50 jeden z asfaltów producenta 1 wykazuje zaniżoną penetrację poniżej 35x0.1mm. Pozostałe asfalty w tej grupie twardości wykazują penetrację w zakresie od 38.0 do 43.3x0.1mm. W grupie asfaltów rodzaju 50/70 obserwuje się duże zróżnicowanie wartości penetracji wynoszące od 50.9 do 69.0x0.1mm. Polimeroasfalty rodzaju 25/55-60 wykazują penetrację w zakresie od 24.6 (niezgodne z PN-EN, producent 2) do 41.3x0.1mm. Polimeroasfalty 45/80-55 wykazują zróżnicowanie penetracji od 46.0 do 55.5x0.1mm.

Tablica 1. Właściwości normowe lepiszczy asfaltowych.

Rodzaj lepiszcza	Penetracja w 25°C [0,1 mm]			Temperatura mięknienia wg PiK [°C]			Temp. łamliwości wg Fraassa [°C]		
	Wartość	średnia	odchylenie standardowe	wartość	średnia	odchylenie standardowe	wartość	średnia	odchylenie standardowe
20/30_1 (A)	26.2	24.5	1.2	62.1	62.1	0.6	-11	-9	3
20/30_2 (A)	23.9			61.6			-11		
20/30_3 (B)	23.6			63.0			-6		
20/30_4 (B)	24.3			61.8			-6		
35/50_1 (B)	40.1	39.4	2.6	54.2	54.8	1.1	-13	-14	4
35/50_2 (B)	42.0			54.1			-15		
35/50_3 (B)	38.0			56.4			-16		
35/50_4 (B)	39.1			55.2			-11		
35/50_5 (A)	39.1			54.0			-12		
35/50_6 (A)	34.7			54.2			-11		
35/50_7 (A)	38.6			56.4			-9		
35/50_8 (B)	43.3			53.6			-10		
50/70_1 (B)	58.0	57.6	5.6	50.0	49.7	1.8	-12	-15	4
50/70_2 (B)	50.9			53.2			-14		
50/70_3 (B)	55.0			50.0			-18		
50/70_4 (B)	69.0			47.5			-17		
50/70_5 (A)	57.8			48.5			-14		
50/70_6 (B)	55.0			49.7			-16		
50/70_7 (A)	57.9			49.3			-11		
PmB 25/55-60_1 (B)	33.4	33.4	6.1	64.8	64.2	4.2	-11	-15	5
PmB 25/55-60_2 (A)	36.0			66.3			-16		
PmB 25/55-60_3 (B)	24.6			69.6			-17		
PmB 25/55-60_4 (A)	31.7			59.4			-18		
PmB 25/55-60_5 (B)	41.3			60.7			-20		
PmB 45/80-55_1 (A)	46.0	49.8	4.1	57.9	58.9	2.9	-14	-14	3
PmB 45/80-55_2 (A)	48.6			56.1			-11		
PmB 45/80-55_3 (A)	52.5			62.1			-18		
PmB 45/80-55_4 (A)	46.4			56.4			-17		
PmB 45/80-55_5 (B)	55.5			61.9			-15		

Analizując jednorodność produkcji lepiszczy dla poszczególnych producentów należy stwierdzić, że największe zróżnicowanie penetracji lepiszczy występuje wśród lepiszczy producenta 2.

Wyniki badania temperatury mięknienia (tab. 1) wykazują mniejsze zróżnicowanie w grupach asfaltów niemodyfikowanych w porównaniu do asfaltów modyfikowanych. Z badanych asfaltów modyfikowanych rodzaju 25/55-60 jeden asfalt nie spełnia wymagań normy PN-EN. Największe zróżnicowanie w wynikach temperatury mięknienia otrzymano dla polimeroasfaltów z grupy twardości 25/55-60. Temperatura mięknienia może być uznana jako względna miara odporności lepiszcza i mieszanki mineralno-asfaltowej na odkształcenia trwałe w wysokich temperaturach eksploatacyjnych. Analizując średnie arytmetyczne obliczone dla poszczególnych rodzajów i grup twardości asfaltów można stwierdzić, że modyfikacja jest skutecznym sposobem zwiększenia odporności na odkształcenia. Asfalty drogowe niemodyfikowane, o średnich penetracjach, stosowane w Polsce do wykonywania nawierzchni drogowych, charakteryzują się średnio o 10ºC niższą temperaturą mięknienia.

Wyniki badania temperatury łamliwości wg metody Fraassa (tab. 1) potwierdzają powszechnie panującą opinię o trudnej do osiągnięcia powtarzalności wyników badania temperatury łamliwości. Należy podkreślić, że asfalty modyfikowane wykazują niższe, korzystniejsze wartości temperatury łamliwości.

Badanie nawrotu sprężystego jest podstawowym badaniem do oceny lepiszczy modyfikowanych polimerami. Dla asfaltów modyfikowanych polimerami wymaga się wartości nawrotu sprężystego przed i po starzeniu RTFOT wynoszącego powyżej 50%. Lepiszcza rodzaju 45/80-55 spełniają wymagania normowe dla lepiszczy przed i po starzeniu. Badany polimeroasfalt 25/55-60 wykazuje przed starzeniem wartości nawrotu sprężystego od 67.5 do 81.0%. Jednak po badaniu starzenia dwa lepiszcza 25/55-60 z pięciu badanych wykazują brak nawrotu sprężystego.

Ze względów poznawczych przeprowadzono również badanie nawrotu sprężystego dla asfaltów drogowych. Analizując wyniki badania nawrotu sprężystego asfaltów drogowych należy stwierdzić, że asfalty twarde rodzaju 20/30 wykazują przed i po starzeniu zerowy nawrót sprężysty. Asfalty miększe, rodzaju 35/50 wykazują przed starzeniem niskie wartości nawrotu sprężystego w granicach 11-16%, natomiast po starzeniu połowa z tych asfaltów nie wykazuje nawrotu sprężystego. Asfalty rodzaju 50/70 przed i po starzeniu wykazują niskie wartości nawrotu sprężystego w granicach 10 – 16%.

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ REOLOGICZNYCH

Badania reologiczne prowadzone w szerokim zakresie temperatury i czasu obciążenia pozwalają na ocenę właściwości lepkosprężystych lepiszczy asfaltowych, zarówno w zakresie niskich ujemnych temperatur eksploatacyjnych, jak i wysokich dodatnich temperaturach eksploatacyjnych nawierzchni drogowych. Przydatnym do oceny właściwości lepkosprężystych są parametry reologiczne w postaci modułu sztywności, modułu zespolonego i kąta przesunięcia fazowego. Moduł zespolony G* jest miarą całkowitej odporności lepiszcza na odkształcenia; G* jest zależne od czasu i składa się z części sprężystej i lepkiej. Kąt fazowy δ określa opóźnienie powstałego odkształcenia w stosunku do naprężenia. Parametry te można określić na podstawie badań lepiszczy w reometrze dynamicznego ścinania (DSR) oraz w reometrze zginanej belki (BBR). W wyniku badania dynamicznego ścinania oznacza się wartość $G^*/\sin\delta$, stanowiącą część sprężystą modułu zespolonego G*. Powinna ona wynosić dla lepiszczy będących w stanie lepkosprężystym w wysokich temperaturach eksploatacyjnych:

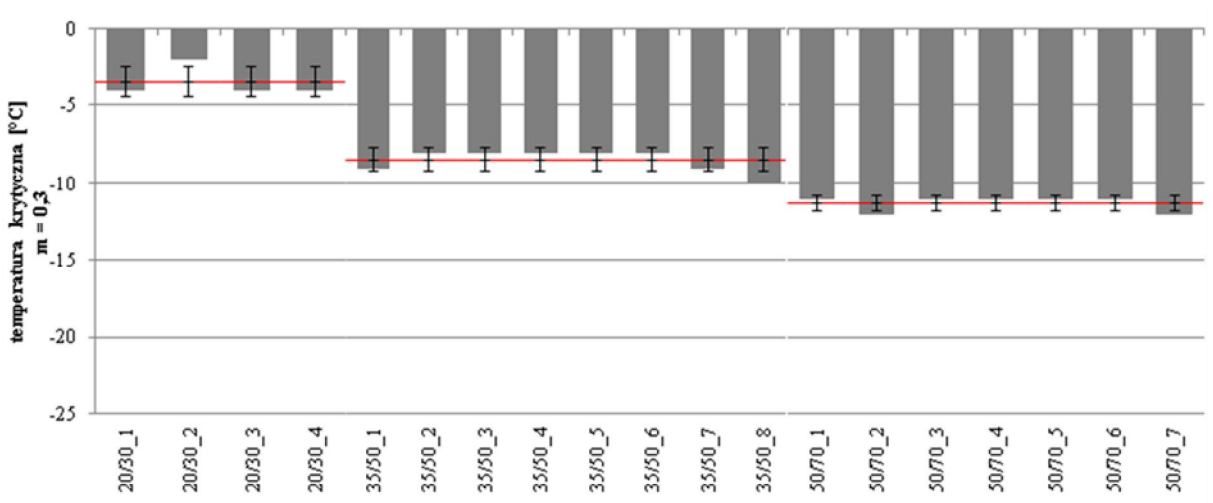
- w badaniu oryginalnego lepiszcza: $G^*/\sin\delta \geq 1{,}00$ kPa,
- w badaniu lepiszcza po RTFOT: $G^*/\sin\delta \geq 2{,}20$ kPa.

Wyrażenie G*/sin δ pozwala ocenić sztywność lepiszcza zarówno przy wbudowaniu MMA, jak również z punktu widzenia odkształcalności w wysokich temperaturach w okresie lata. W celu uniknięcia trwałych odkształceń nawierzchni w tych temperaturach lub/i pod długotrwałym obciążeniem wskazana jest wyższa wartość modułu ścinania G* i niższy kąt fazowy δ, tzn. asfalt powinien mieć duży udział części sprężystej.

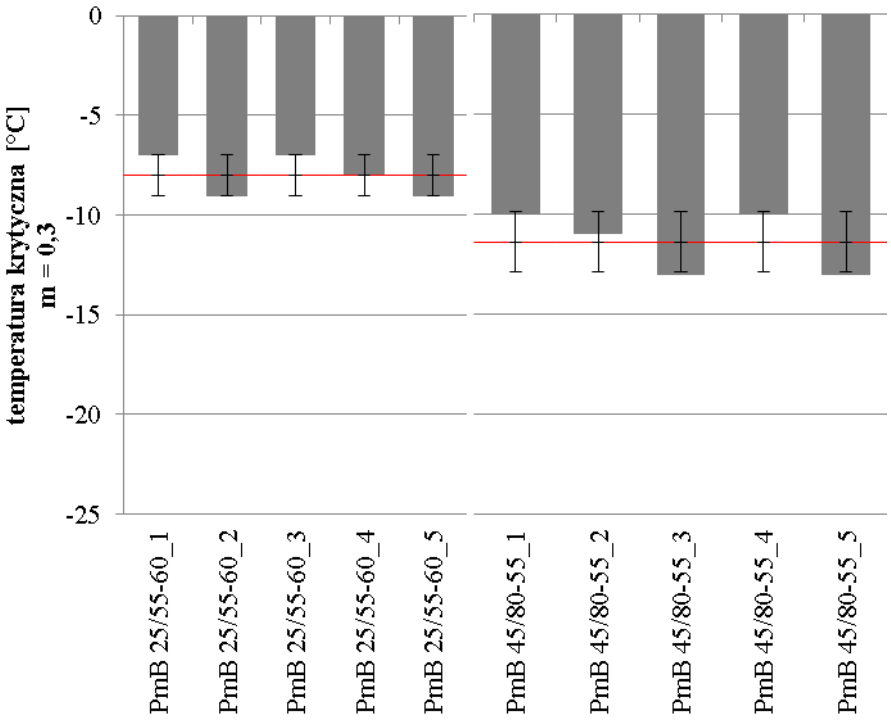
Zniszczenia niskotemperaturowe w nawierzchniach asfaltowych powstają głównie w wyniku naprężeń termicznych, gdy asfalt staje się kruchy. Przy ocenie zachowania się nawierzchni w ujemnych temperaturach, mniej istotna jest szybkość poruszających się pojazdów, w porównaniu do naprężeń od obciążenia. Dlatego w celu oceny właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych zasadna jest analiza sztywności asfaltu w niskiej temperaturze pod obciążeniem statycznym. Opracowana w USA metoda polega na pomiarze sztywności pełzania beleczek wykonanych z lepiszcza asfaltowego w reometrze BBR (Bending Beam Rheometer) w temperaturach ujemnych. Przy ocenie właściwości niskotemperaturowych w aparacie BBR określa się wartość sztywności po 60s działania obciążenia oraz określa się bezwymiarową wartość parametru m, która charakteryzuje nachylenie stycznej do wykresu sztywności w funkcji czasu. Zgodnie z wymaganiami SHRP moduł sztywności S lepiszczy asfaltowych po starzeniu technologicznym RTFOT i eksploatacyjnym PAV powinien wynosić $S \leq 300$ MPa a parametr m zmiany sztywności pełzania, powinien dla lepiszczy asfaltowych po starzeniu RTFOT+PAV wynosić $m \geq 0.3$.

Na podstawie wyników badań wartości G*/sin δ w reometrze DSR (Dynamic Shear Rheometer) określono zgodnie z wymaganiami SHRP (w badaniu oryginalnego lepiszcza G*/sin δ=1,00 kPa, w badaniu lepiszcza po RTOFT G*/sin δ=2,20 kPa) temperatury płynięcia lepkiego. Wyniki badań wykazały, że wszystkie lepiszcza asfaltowe charakteryzują się temperaturą płynięcia lepkiego powyżej 64ºC. Temperaturę płynięcia lepkiego wynoszącą 82ºC osiągają asfalty rodzaju 20/30 oraz polimeroasfalty PMB 25/55-60 (szczegółowe wyniki w [7]). Należy podkreślić, że wyznaczone na podstawie badania DSR temperatury płynięcia lepkiego wskazują na wysoką odporność lepiszczy na odkształcenia trwałe.

Niskotemperaturowe właściwości lepiszczy określono wg metodyki SHRP w reometrze zginanej belki BBR oznaczając temperaturę pękania kruchego dla sztywności S=300 MPa i dla m=0,3 (pomniejszoną o 10ºC). Temperaturę pękania kruchego wg BBR oznaczoną dla parametru m=0,3 przedstawiono na rys. 1 i 2.



Rys. 1. Temperatury pękania kruchego wg BBR (m=0.3) dla asfaltów drogowych



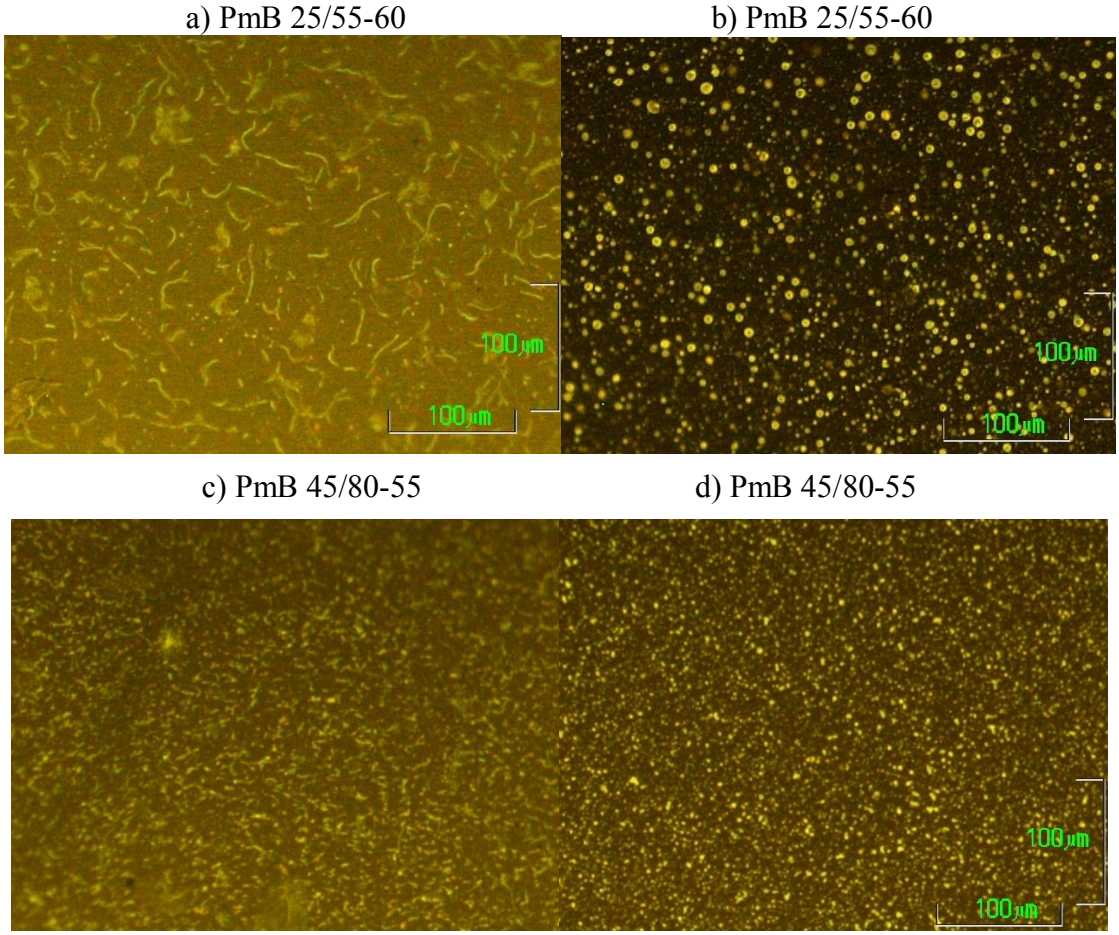
Rys. 2. Temperatury pękania kruchego wg BBR (m=0.3) dla polimeroasfaltów

Analizując wyniki temperatury pękania kruchego określone na podstawie badań w aparacie BBR należy stwierdzić, że badane lepiszcza wykazują niekorzystne wartości, zbyt wysokie w stosunku do minimalnych temperatur wymaganych do stosowania w warunkach klimatycznych Polski (np. do warstwy ścieralnej od –28 do –34ºC). Należy jednak podkreślić, że występuje duża różnica w wartościach temperatury krytycznej określonej według modułu sztywności S i zmiany sztywności pełzania m. Określone temperatury dolnego zakresu PG według parametru m są o jedną lub dwie klasy wyższe (niekorzystne) od temperatur określonych na podstawie modułu sztywności S.

5. MIKROSTRUKTURA POLIMEROASFALTÓW

Wyniki badania mikrostruktury wybranych polimeroasfaltów, wykonane w mikroskopie fluoroscencyjnym, przedstawiono na rys. 3. Obrazy mikroskopowe 3a i 3c dotyczą lepiszczy jednego z producentów, natomiast obrazy 3b i 3d innego producenta.

Ocenę mikrostruktury polimeroasfaltów dokonano zgodnie z normą PN-EN 13632 na podstawie ciągłości fazy, jednorodności fazy polimerowej, wielkości cząstek polimeru oraz ich kształtu. We wszystkich asfaltach modyfikowanych otrzymano dyspersyjne rozproszenie polimeru w matrycy asfaltowej. Lepiszcza charakteryzujące się strukturą ziarnistą o cząstkach o kształcie okrągłym i rozmiarze cząstek poniżej 10 µm zaliczają się do mieszanin homogenicznych (Rys. 3b i 3d). Do tej grupy należy zaliczyć większość badanych lepiszczy z wyjątkiem lepiszczy charakteryzujących się cząstkami polimeru o kształcie wydłużonym i rozmiarze cząstek poniżej 10 µm lub o rozmiarze cząstek od 10 µm do 100 µm z grupy PMB 25/55-60 – dwa lepiszcza i z grupy 45/80-55 – jedno lepiszcze (Rys. 3a i 3c). Lepiszcza te należy zaliczyć do lepiszczy niehomogenicznych. Lepiszcza sklasyfikowane jako niehomogeniczne pochodzą od tego samego producenta. Należy podkreślić, że lepiszcze o obrazie niehomogenicznym rodzaju 25/55-60 nie wykazuje nawrotu sprężystego, który jest charakterystyczną cechą lepiszczy modyfikowanych polimerami.



Rys.3. Mikrostruktura polimeroasfaltów.

6. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań asfaltów drogowych i polimeroasfaltów produkowanych w Polsce można sformułować następujące wnioski:

1. Lepiszcza asfaltowe wg wymagań obowiązującym norm spełniają podstawowe właściwości klasyfikacyjne przypisane poszczególnym rodzajom lepiszczy.
2. Istnieje problem oceny właściwości niskotemperaturowych lepiszczy asfaltowych. Badanie wg Fraassa jak i badanie wg BBR nie daje pełnej oceny odporności na niskie temperatury (temperatura przejścia lepiszcza ze stanu lepkosprężystego asfaltu w stan sprężysty). Temperatura krytyczna określona w badaniu BBR według kryterium modułu sztywności S znacznie różni się od temperatury określonej według kryterium parametru m.
3. Wszystkie badane lepiszcza asfaltowe wykazują dobrą odporność na wysokie temperatury eksploatacyjne oraz bardzo zróżnicowane właściwości niskotemperaturowe.
4. Większość badanych lepiszczy modyfikowanych charakteryzuje się wysoką wartością nawrotu sprężystego, co potwierdza badanie mikrostruktury lepiszczy zaliczanych do mieszanin homogenicznych.
5. Lepiszcza modyfikowane PmB 25/55-60 jednego z producentów wykazują brak nawrotu sprężystego po starzeniu RTFOT, charakteryzują się nietypowym obrazem mikroskopowym, co może świadczyć o zastosowanej złej technologii modyfikacji.

6. Lepiszcza asfaltowe należące do określonej grupy twardości pochodzące od danego producenta wykazują duże zróżnicowanie właściwości. Podobne zróżnicowanie właściwości występuje, gdy porównujemy lepiszcza różnych producentów.
7. Badane lepiszcza, pomimo że wykazały zgodność z wymaganiami klasyfikacyjnymi, mają zróżnicowane właściwości reologiczne w grupach twardości i producentów.

Pytanie: Czy stosując lepiszcza asfaltowe spełniające wymagania podstawowe, normowe ale mające zróżnicowane właściwości reologiczne istnieje możliwość budowania trwałych nawierzchni dróg w Polsce?

Piśmiennictwo

[1] Mączyński M.: Nowe tendencje w badaniach bitumów, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 1980.
[2] Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J.: Asfalty drogowe. WKŁ, Warszawa 2001.
[3] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa 2010.
[4] Kalabińska M., Piłat J.: Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych, WKŁ, Warszawa 1982.
[5] Brown S.: The Shell Bitumen Handbook, Nottingham 1991.
[6] Heukelom W., Wijga PWO: Bitumen testing. Koninklijke/Shell – Laboratorium, Amsterdam 1973.
[7] Radziszewski P., Piłat J., Król J., Kowalski K., Sarnowski M.: Weryfikacja wymagań i metod oceny właściwości lepkosprężystych krajowych asfaltów i asfaltów modyfikowanych, raport z projektu badawczego wykonanego na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, Politechnika Warszawska, Warszawa 2011.
[8] Skalmowski W.: Chemia materiałów budowlanych, Arkady, Warszawa 1971.
[9] Król J.: Wpływ mikrostruktury polimeroasfaltów drogowych na właściwości reologiczne, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 2008.
[10] Kennedy T.W., Huber G.A.: The SUPERPAVE System, Strasse u. Verkehr 6/1994 nr 6.

ANALYSIS OF VISCO-ELASTIC PROPERTIES OF BITUMEN AND POLYMER MODIFIED BITUMEN

Summary

Construction of modern and durable asphalt pavements requires the use of high quality bitumens as well as aggregates, fillers and additives.

The goal of the paper was to analyse visco-elastic properties of bitumen and polymer modified bitumen currently produced in Poland.

Thiepaper presents the results of basic and advanced rheological testing of bitumen specimens conducted in a wide temperature range. In addition, there are also presented results of the analysis of polymer modified bitumen microstructure. Based on the tests it was concluded that, in general, binders meet specification requirements. Bitumens, however, demonstrated diverse rheological properties. The results indicate that bitumens from the same hardness group show non-uniform properties.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Michał SARNOWSKI[1]
Piotr RADZISZEWSKI[2]
Jerzy PIŁAT[3]
Karol KOWALSKI[4]
Jan B. KRÓL[5]
Politechnika Warszawska
Zbigniew KRUPA[6]
Polski Asfalt Sp. z o.o.

PORÓWNANIE REOLOGICZNYCH WŁAŚCIWOŚCI LEPISZCZY GUMOWO-ASFALTOWYCH I POLIMEROASFALTÓW

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono wyniki badań właściwości asfaltów drogowych modyfikowanych dodatkiem gumy pochodzącej ze zużytych opon samochodowych oraz porównawczo właściwości polimeroasfaltów. Ocenę właściwości lepiszczy przeprowadzono na podstawie badań normowych oraz badań reologicznych wykorzystujących zaawansowane metody badawcze wg Superpave. Na podstawie analizy porównawczej właściwości reologicznych lepiszczy modyfikowanych przed i po starzeniu krótkoterminowym metodą RTFO i długoterminowym metodą PAV, dokonano oceny odporności tych lepiszczy na starzenie. Wykazano, że możliwa jest modyfikacja asfaltu drogowego dodatkiem gumy tak, by właściwości lepiszczy gumowo-asfaltowych były porównywalne lub lepsze od właściwości polimeroasfaltów.

1. WPROWADZENIE

Zniszczenia nawierzchni asfaltowych są funkcją jakości stosowanego lepiszcza. Trwałość nawierzchni zależy od tego, w jak szerokim zakresie temperatur eksploatacyjnych lepiszcze utrzymuje właściwości lepkosprężyste. Dobre lepiszcze powinno wykazywać małą sztywność w ujemnych temperaturach i oraz wykazywać cechy sprężyste w wysokich temperaturach eksploatacyjnych nawierzchni. Tradycyjne asfalty drogowe nie spełniają wysokich

[1] m.sarnowski@il.pw.edu.pl
[2] p.radziszewski@il.pw.edu.pl
[3] j.pilat@il.pw.edu.pl
[4] k.kowalski@il.pw.edu.pl
[5] j.krol@il.pw.edu.pl
[6] biuro@polskiasfalt.pl

wymagań jakościowych, stąd konieczna jest ich modyfikacja [1, 2].

Modyfikacja asfaltów drogowych dodatkiem gumy jest technologią znaną ale jest również bardzo zróżnicowana ze względu na różnorodność dodatków, sposób modyfikacji oraz ostateczne właściwości techniczne [3, 4]. Realizowany obecnie projekt badawczy należy uznać ze kontynuację prac nad opracowaniem technologii modyfikacji asfaltów dodatkiem gumy oraz wytwarzania mieszanek mineralno-gumowo-asfaltowych (mmga) o poprawionych właściwościach reologicznych.

Celem projektu jest opracowanie i wdrożenie innowacyjnej, przyjaznej dla środowiska technologii modyfikacji asfaltów drogowych dodatkiem rozdrobnionej gumy pochodzącej ze zużytych opon samochodowych. Opracowane rozwiązanie materiałowo-technologiczne pozwoli uzyskać lepiszcze gumowo-asfaltowe o zbliżonych właściwościach do polimeroasfaltów. Lepiszcze to będzie mogło być stosowane do wykonywania nawierzchni o zwiększonej trwałości (odporne na starzenie), charakteryzujące się obniżoną emisją hałasu w porównaniu z technologiami tradycyjnymi. W procesie modyfikacji asfaltów drogowych rozdrobnioną gumą zastosowane zostały dodatki wspomagające proces dewulkanizacji gumy (plastyfikatory) zawierające związki pochodzenia roślinnego. Program projektu opracowano z uwzględnieniem dotychczasowych doświadczeń krajowych [1, 2, 3, 4] i zagranicznych [5, 6].

2. MATERIAŁY UŻYTE DO BADAŃ LEPISZCZY

Zgodnie z założeniami projektu opracowano 50 składów lepiszczy gumowo-asfaltowych, z zastosowaniem lepiszczy wyjściowych, gumowych dodatków modyfikujących oraz substancji wspomagających proces modyfikacji. Granulat i miał gumowy pochodzą od jednego producenta i wyprodukowano je ze zużytych opon samochodów osobowych oraz ciężarowych. Opony samochodów osobowych mają inny skład od opon samochodów ciężarowych, co uwzględniono w planie badań. Jako lepiszcza porównawcze przyjęto polimeroasfalty stosowane w budownictwie drogowym.

Materiały do badań laboratoryjnych lepiszczy wyjściowych, porównawczych i modyfikowanych dodatkiem gumy przedstawiono w tablicy 1.

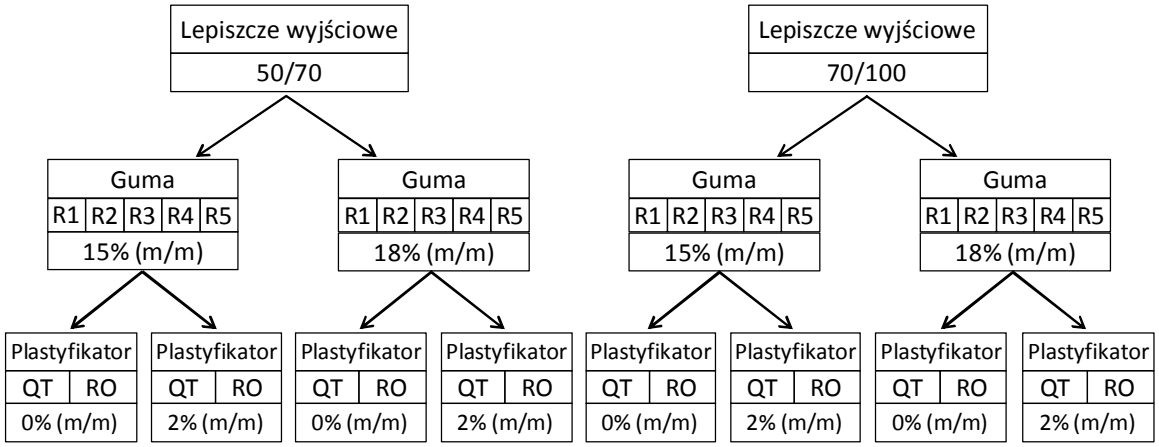
Tablica 1. Materiały użyte do badań oraz ich zastosowanie

Materiał	Symbol	Producent	Zastosowanie
PmB 25/55-60	-	A	Lepiszcza porównawcze
PmB 45/80-55	-	A	
PmB 45/80-65	-	A	
Asfalt drogowy 50/70	-	A	Asfalt wyjściowy do modyfikacji
Asfalt drogowy 70/100	-	A	
Granulat 0,5/1,5 mm z opon samochodów osobowych	R1	B	Podstawowy modyfikator asfaltu wyjściowego
Granulat 0,5/2,0 mm z opon samochodów ciężarowych	R2	B	
Miał 0/1,0 mm z opon samochodów osobowych	R3	B	
Miał 0/1,0 mm z opon samochodów ciężarowych	R4	B	
Miał 0/1,0 mm, mieszanina 50/50% (m/m) dodatku o symbolu R3 i R4	R5	B	
Konwencjonalny plastyfikator	QT	C	Wspomaganie procesu modyfikacji (dewulkanizacji i pęcznienia gumy)
Plastyfikator pochodzenia roślinnego	RO	D	

3. PROGRAM BADAŃ LEPISZCZY GUMOWO - ASFALTOWYCH I POLIMEROASFALTÓW

Lepiszcza modyfikowano dodatkiem gumy metodą „na mokro" (wet process) na specjalnie do tego celu utworzonym w Politechnice Warszawskiej stanowisku do modyfikacji. Modyfikacja „na mokro" uważana jest za bardziej efektywną od modyfikacji „na sucho" (dry process), umożliwia ona lepszą kontrolę procesu i łatwiejsze kształtowanie właściwości lepiszczy modyfikowanych, co potwierdzają doświadczenia krajowe i zagraniczne [4, 6].

Zgodnie ze schematem planu badań przedstawionym na rys. 1, do dwóch asfaltów drogowych rodzaju 50/70 i 70/100 dodawano modyfikator gumowy w ilości 15% i 18% w stosunku do masy lepiszcza gumowo-asfaltowego. Stosowano 5 różnych rodzajów dodatków rozdrobnionej gumy oznaczonych symbolem R1 do R5 (tab. 1). Stosowano plastyfikatory w ilości 2% (w stosunku do masy lepiszcza gumowo-asfaltowego) o symbolach QT lub RO (tab. 1). Plastyfikator dodawano w celu wspomagania procesu dewulkanizacji i pęcznienia gumy, co pozwoliło na ocenę jego wpływu na właściwości lepiszcza gumowo-asfaltowego. Zarówno modyfikator gumowy, jak i plastyfikator podgrzewano do temperatury 80ºC bezpośrednio przed wprowadzeniem do gorącego asfaltu o temperaturze 190 ºC.



Rys. 1. Schemat modyfikacji lepiszczy wyjściowych dodatkiem gumy (pierwszy etap badań)

Pierwszy etap projektu zakładał wykonanie badań lepiszczy wyjściowych i modyfikowanych, takich jak: konsystencja w średnich i wysokich temperaturach eksploatacyjnych (penetracja i temperatura mięknienia) i badania konsystencji w zakresie temperatury technologicznej (lepkość w funkcji temperatury). Lepiszcza poddano również badaniom reologicznym w reometrze zginanej belki (BBR) i w reometrze dynamicznego ścinania (DSR). Uzyskane wyniki badań zestawu lepiszczy modyfikowanych gumą, odniesione do właściwości polimeroasfaltów, pozwoliły na wybór czterech lepiszczy gumowo-asfaltowych (tab. 2), których właściwości były zbliżone do właściwości polimeroasfaltów.

Tablica 2. Symbole oraz schemat modyfikacji lepiszczy gumowo-asfaltowych w drugim etapie badań

Symbol lepiszcza	Lepiszcze wyjściowe		Zawartość gumy [%]	Rodzaj modyfikatora		Zawartość plastyfikatora [%]		Rodzaj plastyfikatora	
	50/70	70/100	15	R1	R5	0	2	QT	RO
AR_1	×		×	×			×		×
AR_2		×	×	×		×			
AR_3		×	×	×			×	×	
AR_4		×	×		×	×			

W drugim etapie projektu przeprowadzono szczegółowe badania reologiczne wybranych lepiszczy gumowo-asfaltowych, które obejmowały wykonanie następujących badań lepiszczy niestarzonych, po starzeniu RTFO oraz po starzeniu PAV:

- konsystencja w pośredniej temperaturze eksploatacyjnej - penetracja w temperaturze 5ºC, 15ºC i 25ºC, zgodnie z PN-EN 1426,
- konsystencja w podwyższonej temperaturze eksploatacyjnej - temperatura mięknienia wg PiK, zgodnie z PN-EN 1427,
- temperatura łamliwości wg Fraassa, zgodnie z PN-EN 12593,
- nawrót sprężysty w temperaturze 25ºC, zgodnie z PN-EN 13398,
- lepkość dynamiczna w temperaturze 90°C, 110°C i 135°C, zgodnie z PN-EN 13302,
- moduł sztywności *S* i zmiana sztywności - parametr *m* (pomiar w aparacie BBR) w temperaturze -6°C, -12°C, -18°C, -24°C i -30°C, zgodnie z PN-EN 14771,
- moduł zespolony *G** i kąt przesunięcia fazowego δ (pomiar w aparacie DSR) w temperaturze -20°C do 80°C, zgodnie z PN-EN 14770,
- mikrostruktura w mikroskopie fluorescencyjnym, zgodnie z PN-EN 13632.

Wyniki oznaczenia temperatury mięknienia wg PiK i temperatury łamliwości wg Fraassa pozwoliły na wyznaczenie temperaturowego zakresu plastyczności (TZP). Symulację starzenia technologicznego dokonano przy użyciu metody RTFO (Rolling Thin Film Oven Test) wg PN-EN 12607-1, oraz zgodnie z normami PN-EN 12591 i PN-EN 14023. Symulację starzenia eksploatacyjnego przeprowadzono przy użyciu metody PAV (Pressure Aging Vessel) zgodnej z kryteriami oceny Superpave.

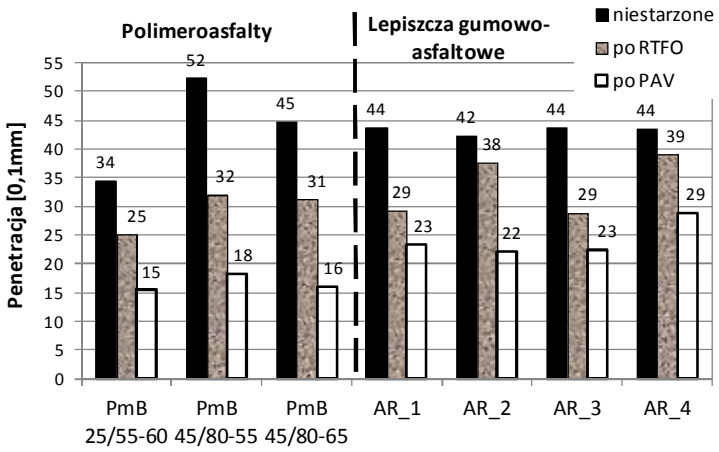
4. ANALIZA PORÓWNAWCZA WYNIKÓW BADAŃ LEPISZCZY GUMOWO-ASFALTOWYCH I POLIMEROASFALTÓW PRZED I PO STARZENIU

Przeprowadzono analizę porównawczą wyników badań właściwości lepiszczy modyfikowanych dodatkiem granulatu i miału gumowego oraz właściwości polimeroasfaltów przed starzeniem, po starzeniu technologicznym RTFO oraz po starzeniu eksploatacyjnym PAV. Przyjęto, że lepiszcze jest odporne na procesy starzeniowe, gdy w wyniku symulacji starzenia następuje poprawa analizowanej cechy lub gdy cecha nie zmienia się.

4.1. Konsystencja w pośredniej temperaturze eksploatacyjnej – penetracja

Penetracja jest miarą konsystencji lepiszczy asfaltowych w pośredniej temperaturze eksploatacyjnej i jest podstawą do klasyfikacji lepiszczy asfaltowych. Na rys. 2 przedstawiono wyniki badania penetracji w temperaturze 25ºC lepiszczy gumowo-asfaltowych i polimeroasfaltów, przed starzeniem, po starzeniu technologicznym i eksploatacyjnym.

Na podstawie porównania wyników badań penetracji polimeroasfaltów i lepiszczy gumowo-asfaltowych korzystnie należy ocenić zachowanie się lepiszczy z dodatkiem gumy w temperaturze 25ºC. Badane lepiszcza gumowo-asfaltowe charakteryzują się porównywalną penetracją do polimeroasfaltów, co pozwala je zaklasyfikować jako równoważne w zakresie konsystencji w pośredniej temperaturze eksploatacyjnej (rys. 2). Penetracja lepiszczy z dodatkiem gumy spełnia wymagania normy ASTM D 6114/D 6114M-09 Standard Specification for Asphalt Rubber Binder, zgodnie z którą penetracja w temperaturze 25ºC lepiszczy gumowo-asfaltowych typu I i II powinna wynosić od 25 do 75 [·0,1mm].

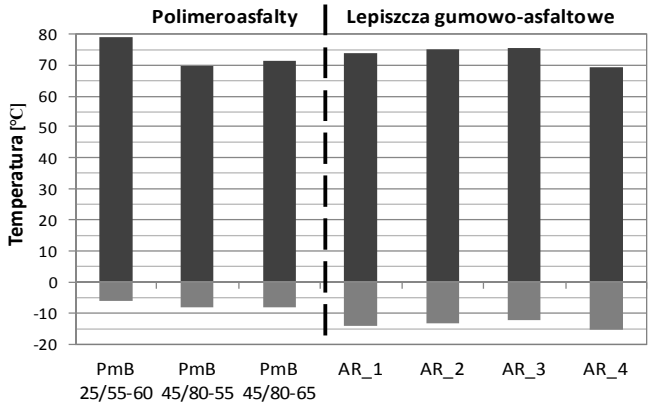


Rys. 2. Penetracja polimeroasfaltów i lepiszczy gumowo-asfaltowych w temperaturze 25ºC przed starzeniem, po starzeniu technologicznym RTFO i eksploatacyjnym PAV

Porównanie wyników badania penetracji w temperaturze 25ºC lepiszczy gumowo-asfaltowych i polimeroasfaltów po starzeniu technologicznym i eksploatacyjnym wskazuje na mniejsze usztywnienie się lepiszczy z dodatkiem gumy w wyniku starzenia niż w przypadku polimeroasfaltów (rys. 2). Największą odpornością na starzenie charakteryzują się lepiszcza gumowo-asfaltowe AR_2 i AR_4.

4.2. Temperaturowy zakres plastyczności (TZP)

Na podstawie wyników badań temperatury mięknienia wg PiK oraz temperatury łamliwości wg Fraassa obliczono temperaturowy zakres plastyczności (TZP), który pozwala ocenić zakres korzystnej temperatury eksploatacyjnej lepiszcza. Wyniki obliczeń TZP lepiszczy gumowo-asfaltowych i lepiszczy porównawczych po starzeniu eksploatacyjnym PAV przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Temperaturowy zakres plastyczności (TZP) polimeroasfaltów i lepiszczy gumowo-asfaltowych po starzeniu eksploatacyjnym PAV

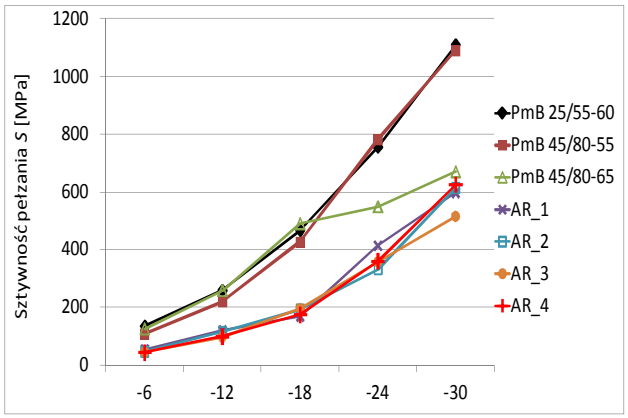
Przyjmuje się, że im temperaturowy zakres plastyczności ma większą wartość, tym korzystniejszymi właściwościami charakteryzuje się lepiszcze asfaltowe. W polskim klimacie dobry asfalt powinien charakteryzować się temperaturowym zakresem plastyczności wynoszącym minimum 60°C [1]. Temperaturowy zakres plastyczności polimeroasfaltów i lepiszczy gumowo-asfaltowych wszystkich analizowanych lepiszczy charakteryzuje się korzystną wysoką wartością powyżej 70°C. Lepiszcza modyfikowane gumą mają podobną wartość TZP do polimeroasfaltów, zarówno przed starzeniem, jak i po starzeniu technologicznym RTFO. Korzystne rozszerzenie

temperaturowego zakresu plastyczności lepiszczy gumowo-asfaltowych (AR_1 do AR_4) w porównaniu do polimeroasfaltów, stwierdzono po starzeniu eksploatacyjnym PAV (rys. 3).

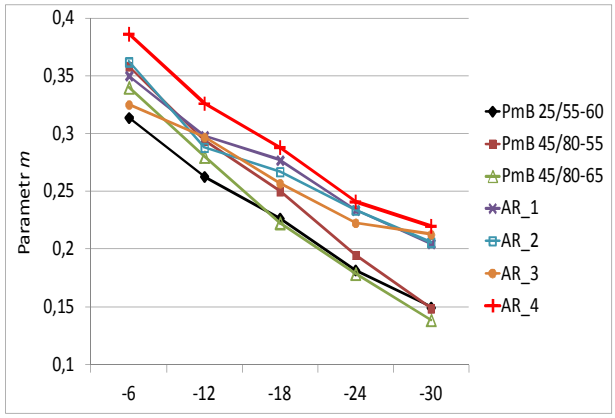
4.3. Sztywność pełzania *S* i zmiana sztywności *m*

Zjawisko spękań termicznych związane jest ze zmianą stanu lepiszcza z lepkosprężystego na stan sprężysty, kruchy, w wyniku wzrostu sztywności lepiszcza w niskiej temperaturze. Mając to na uwadze, można stwierdzić, że lepiszcze o dobrych właściwościach powinno się charakteryzować niską sztywnością w ujemnej temperaturze użytkowej. Zgodnie z procedurą programu badawczego SHRP lepiszcze po starzeniu PAV w badaniu reometrem zginanej belki BBR (Bending Beam Rheometer) przechodzi ze stanu lepkosprężystego w stan sprężysty, gdy sztywność pełzania *S* beleczki asfaltowej, po 60 sekundach pomiaru, jest większa od 300 MPa i równocześnie parametr *m* opisujący przyrost sztywności jest mniejszy od wartości 0,3. Temperaturę, w której sztywność pełzania *S* i parametr *m* osiągają powyższe wartości uznaje się za temperaturę krytyczną.

Wyniki badań sztywności pełzania *S* oraz parametru *m* lepiszczy gumowo-asfaltowych i polimeroasfaltów po starzeniu eksploatacyjnym przedstawiono na rys. 4 i rys. 5.



Rys. 4. Porównanie wyników sztywności pełzania *S* w funkcji temperatury, po starzeniu PAV



Rys. 5. Porównanie wyników zmiany sztywności *m* w funkcji temperatury, po starzeniu PAV

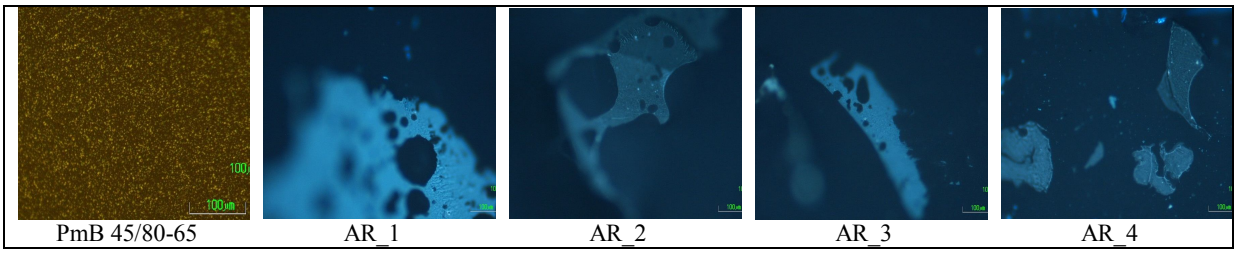
W wyniku starzenia eksploatacyjnego polimeroasfalty usztywniają się w większym stopniu niż lepiszcza gumowo-asfaltowe. Niska sztywność lepiszczy gumowo-asfaltowych (rys. 4), jest korzystną cechą ze względu na odporność lepiszczy modyfikowanych dodatkiem gumy na spękania niskotemperaturowe.

Na podstawie porównania zmiany sztywności pełzania lepiszczy (parametr *m*) przed starzeniem i po starzeniu RTFO oraz PAV zaobserwowano spadek wartości parametru *m*, który spowodowany jest procesami starzenia. W przypadku lepiszczy z dodatkiem gumy parametr *m* osiąga korzystne wyższe wartości w porównaniu do polimeroasfaltów, przekraczając lub zbliżając się do minimalnego poziomu 0,3 (rys. 5).

4.4. Mikrostruktura lepiszczy modyfikowanych

Badanie mikrostruktury lepiszczy modyfikowanych gumą i polimeroasfaltów przeprowadzono przy pomocy mikroskopu optycznego Nikon ECLIPSE E-200F PLUS z przystawką epifluorescencyjną, z żarówką rtęciową o mocy 100 W. Obserwacje lepiszczy modyfikowanych przeprowadzono przy powiększeniu 100-krotnym w świetle odbitym, z zastosowaniem filtru optycznego B-2A oraz filtru UV-2A. Filtr UV-2A pozwala lepiej zróżnicować fazy w lepiszczu gumowo-asfaltowym. Fazę lepiszcza asfaltowego można obserwować w kolorze ciemnoniebieskim

(na rys. 6 kolor czarny), fazę polimerową w kolorze żółtym, natomiast fazę granulatu gumowego w kolorze jasnoniebieskim do białego (na rys. 6 kolor biały).



Rys. 6. Obraz mikrostruktury polimeroasfaltu i lepiszczy gumowo-asfaltowych

Dokonano oceny mikrostruktury polimeroasfaltów na podstawie ciągłości fazy, jednorodności fazy polimerowej, wielkości cząstek polimeru oraz ich kształtu zgodnie z normą PN-EN 13632. Przyjmuje się, że rozproszenie modyfikatora w lepiszczu asfaltowym powinno być jednorodne i niezmienne w czasie oddziaływania wysokiej temperatury. We wszystkich analizowanych polimeroasfaltach otrzymano dyspersyjne rozproszenie polimeru w matrycy asfaltowej (B). Lepiszcza te charakteryzują się strukturą ziarnistą o cząstkach o kształcie okrągłym (r) i rozmiarze cząstek poniżej 10 μm (S) i zaliczają się do mieszanin homogenicznych (H).

Obrazy mikroskopowe lepiszcza gumowo-asfaltowego są zdecydowanie odmienne od obrazów polimeroasfaltów (rys. 6). W obrazie lepiszcza AR_1 i AR_3 ze względu na obecność dużych, nieregularnych cząstek gumy (powyżej 500 μm), obserwuje się wyraźne powierzchnie styku asfaltu z cząstkami gumy oraz rozproszone w matrycy asfaltowej, wraz z plastyfikatorem, małe okruchy gumy poniżej 100 μm. Cząstki gumy mają ostre, postrzępione krawędzie, co jest spowodowane procesem produkcyjnym granulatu frakcji 0,5/1,5 mm (rozdrobnienie metodą mechaniczną) oraz procesem ścinania granulatu na etapie modyfikacji asfaltu gumą (głowicą o zakresie rozdrobnienia 40 – 100 μm). Jaśniejszy kolor cząstek gumy na obrazach lepiszczy AR_1 i AR_3, wyraźnie różniący się od cząstek w lepiszczach AR_2 i AR_4 może być wynikiem dodatku plastyfikatora w ilości 2%.

Na obrazie mikroskopowym lepiszcza AR_4 obserwuje się rozproszenie cząstek miału gumowego o zróżnicowanych wielkościach, nieprzekraczających jednak 300 μm. W matrycy asfaltowej widoczna jest duża ilość małych cząstek poniżej 10 μm oraz pyłu gumowego, co spowodowane jest procesem ścinania głowicą o zakresie rozdrobnienia 25 – 50 μm.

Można przypuszczać, że rozproszenie cząstek w lepiszczach modyfikowanych miałem gumowym 0/1,0 mm jest lepsze niż w przypadku modyfikacji granulatem 0,5/1,5 mm a cząstki gumy w obecności plastyfikatora ulegają w większym stopniu dewulkanizacji i pęcznieniu.

5. WNIOSKI

Badania i analiza porównawcza właściwości reologicznych wybranych lepiszczy gumowo-asfaltowych i polimeroasfaltów pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. właściwości niskotemperaturowe lepiszczy gumowo-asfaltowych są korzystniejsze niż porównawczych polimeroasfaltów;
2. właściwości wysokotemperaturowe lepiszczy gumowo-asfaltowych są porównywalne do polimeroasfaltów;
3. temperaturowy zakres plastyczności lepiszczy gumowo-asfaltowych jest porównywalny do polimeroasfaltów, nawrót sprężysty lepiszczy modyfikowanych gumą jest większy niż 60%;
4. wyniki badania lepkości dynamicznej w temperaturze 90°C do 135°C wskazują, że lepiszcza gumowo-asfaltowe mają nieco wyższą lepkość niż polimeroasfalty i można ją obniżyć przez zastosowanie plastyfikatora;

5. mikrostruktura lepiszczy modyfikowanych dodatkiem gumy jest zdecydowanie różna od mikrostruktury polimeroasfaltów, analiza obrazu cząstek gumy rozproszonych w lepiszczu może pomóc w prawidłowej ocenie właściwości lepiszcza gumowo-asfaltowego, co wymaga dalszych pogłębionych badań.

Wyniki badań pozwalają na stwierdzenie, że możliwa jest modyfikacja asfaltów drogowych rozdrobnioną gumą tak, by właściwości lepiszczy gumowo-asfaltowych były porównywalne lub lepsze od właściwości polimeroasfaltów stosowanych w budownictwie drogowym.

Podziękowania

Niniejsza praca powstała w ramach projektu pt.: „Opracowanie i wdrożenie innowacyjnej, przyjaznej środowisku technologii modyfikacji asfaltów drogowych gumą" przy wsparciu finansowym Polskiej Agencji Rozwoju Przedsiębiorczości oraz Firmy Polski Asfalt Sp. z o.o. w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka 2007-2013, działanie 1.4 „Wsparcie projektów celowych" i 4.1 „Wsparcie wdrożeń wyników prac B+R".

Jan B. Król dziękuje za wsparcie otrzymane w ramach stypendium współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego, które przyznawane jest przez Centrum Studiów Zaawansowanych Politechniki Warszawskiej w ramach projektu „Program Rozwojowy Politechniki Warszawskiej".

Piśmiennictwo

[1] Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J.: Asfalty drogowe. WKŁ, Warszawa 2001
[2] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa 2010
[3] Horodecka R., Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Sybilski D.: Wykorzystanie zużytych opon samochodowych w budownictwie drogowym. Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Studia i materiały. Zeszyt 54, Warszawa, 2002
[4] Gaweł I., Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K., Król J.: Rubber modified bitumen - chapter 4, Polymer modified Bitumen, Properties and characterization, Woodhead Publishing Limited, 2011
[5] CALTRANS, Asphalt rubber usage guide, Materials Engineering and Testing Services-MS #5, California Department of Transportation, 2006
[6] Putman B. J., Amirkhanian S. N.: Crumb rubber modification of binders: interaction and particle effect", Proc Asphalt Rubber 2006 Conf, Palm Springs, CA, pp. 655–677, 2006
[7] Król J. Badania mikrostrukturalne asfaltów modyfikowanych. Autostrady 12/2008, str. 53-58

RUBBER AND POLYMER MODIFIED BITUMEN: COMPARISON OF RHEOLOGICAL PROPERTIES

Summary

The paper presents rheological properties (after short- and long-term ageing) of crumb rubber and polymer modified bitumen used in road construction. In the study, in order to evaluate binder properties, highly precise methods, according to SUPERPAVE program, were employed.

The results of tests indicated that rubber modified bitumen is resistant to ageing. It was proved that asphalt rubber displays comparable or better properties compared with polymer modified bitumen.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marcin STANIEK[1]
Politechnika Śląska

DIAGNOSTYKA STANU NAWIERZCHNI DROGOWEJ Z WYKORZYSTANIEM POMIARÓW STEREOSKOPOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy autor zaproponował technikę pomiaru stereoskopowego do opisu stanu nawierzchni drogowej. Zaproponował rozwiązanie diagnostyki stanu nawierzchni z pojazdem pomiarowym wyposażonym w system kamer cyfrowych. Wskazał wymagania dotyczące lokalizacji kamer na pojeździe pomiarowym. Określił uwarunkowania dotyczące dokładności pomiaru.

Zaproponowany opis stanu nawierzchni drogowej jako powłoki punktów w przestrzeni trójwymiarowej będzie stanowił podstawową i precyzyjną informację do identyfikacji elementów szczególnie niebezpiecznych na drodze m.in. takich jak wyboje, koleiny, deformacje przy których będzie dochodziło do utraty przyczepności pojazdu. Takie rozwiązanie pozwoli na identyfikację miejsc szczególnie niebezpiecznych wymagających natychmiastowych zabiegów remontowych.

SŁOWA KLUCZOWE: diagnostyka stanu nawierzchni, ocena stanu nawierzchni, przetwarzanie obrazów, pomiary stereoskopowe

1. WPROWADZENIE

Wzrost liczby pojazdów uczestniczących w ruchu zwiększa oczekiwania dotyczące utrzymania i poprawy stanu nawierzchni drogowych. Wzrost oczekiwań dodatkowo determinuje niedostatecznie rozbudowana sieć drogowa [1].

Zadaniem zarządców dróg w obszarze istniejącej sieci drogowej jest ulepszanie jej stanu poprzez dostosowanie parametrów technicznych do wymaganego wysokiego poziomu. Zapewnienie efektywności ekonomicznej ponoszonych nakładów na utrzymanie dróg wymusza na organach administracji drogowej poszukiwanie narzędzi wspomagających diagnozę i ocenę stanu sieci drogowej [2] [3].

Właściwe zarządzanie wymaga prawidłowo dobranego i wdrożonego systemu zarządzania nawierzchni PMS (z ang. Pavement Management System). W Polsce został opracowany i jest wykorzystywany przez Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad GDDKiA Systemem Oceny Stanu Nawierzchni SOSN. W praktyce system obejmuje drogi zamiejskie krajowe o nawierzchni bitumicznej oraz betonowej [4] [5].

[1] marcin.staniek@polsl.pl

W SOSN można wyróżnić dwa zasadnicze moduły: diagnostyczny i oceny stanu nawierzchni. Moduł diagnostyczny zawiera procedury pomiaru stanu nawierzchni i metody ich rejestracji. Moduł oceny obejmuje procedury przetwarzania danych pomiarowych i kryteria wyznaczania stanu technicznego nawierzchni. Zawiera relacje pomiędzy stanem nawierzchni drogowej i zabiegami remontowymi, które należy zaplanować i wykonać, aby poprawić stan nawierzchni drogowych [5].

2. DIAGNOSTYKA STANU NAWIERZCHNI

Informacja techniczna o stanie nawierzchni drogowej obejmuje w SOSN takie parametry jak: stan powierzchni, stan spękań, równość podłużną, koleiny, właściwości przeciwpoślizgowe. Pomiary tych parametrów dokonywane są poprzez badania instrumentalne i wizualne. Badania instrumentalne obejmują wykonywanie pomiarów równości, nośności oraz właściwości przeciwpoślizgowych. Precyzyjny opis stanu nawierzchni zapewnia wykorzystanie cyfrowych przetworników pomiarowych.

Pomiary równości podłużnej i równości poprzecznej są wykonywane z wykorzystaniem profilografów laserowych lub ultradźwiękowych. Pomiar równości podłużnej wg SOSN polega na zarejestrowaniu odchyleń mierzonego profilu podłużnego od teoretycznej niwelety nawierzchni drogi. Przeprowadzany jest w sposób ciągły na odcinku pomiarowym. Pozwala to na wyznaczanie wskaźnika IRI, który charakteryzuje pracę zawieszenia w umownie przyjętym modelu obliczeniowym pojazdu. Pomiar głębokości kolein prowadzony jest w przekrojach drogi oddalonych od siebie o maksymalnie 5metrów. Polega na zarejestrowaniu profilu drogi w postaci zbioru punktów opisujących równość poprzeczną drogi [6].

Pomiar właściwości przeciwpoślizgowych (szorstkości) nawierzchni drogi jest wykonywany z użyciem urządzenia SRT-3. Wyposażone jest ono w czujniki rejestrujące wartości sił oporu hamowania przy pełnej blokadzie koła na nawierzchni pokrytej wodą. Pomiar jest przeprowadzany punktowo, co 100m, przy prędkości 60km/h [7].

Wadą przedstawionych rozwiązań są wysokie koszty przeprowadzania badań co w sytuacji finansowej zarządców dróg uniemożliwia precyzyjny opis stanu sieci drogowej. Wysoki koszt wynika z wykorzystania trzech niezależnych urządzeń do pomiaru poszczególnych parametrów technicznych stanu nawierzchni. Jednakże zaletą takiej konfiguracji urządzeń pomiarowych jest szybkość diagnostyki równości nawierzchni i właściwości przeciwpoślizgowych.

Popularnym rodzajem badań w SOSN jest badanie wizualne stanu nawierzchni drogowej. Zautomatyzowane polega na zarejestrowaniu nawierzchni w postaci sekwencji klatek wideo. Zastosowanie komputerowej analizy obrazu umożliwia identyfikacje części defektów nawierzchni. Taka wizualna identyfikacja w sekwencji klatek wideo np. spękań nawierzchni pozwala określić nieciągłość górnych jej warstw [8].

Przykład pojazdu-laboratorium wykorzystującego m.in. techniki wizyjne dla oceny stanu nawierzchni przedstawia rys.1.



Rys. 1 Pojazd pomiarowy z profilografami i rejestratorem wizyjnym stanu nawierzchni

W SOSN opis stanu nawierzchni jest ciągły dla odcinka pomiarowego i odbywa się na najbardziej obciążonym pasie ruchu. Do pomiaru wykorzystane są rejestratory: SOWA1 przeznaczony dla oceny nawierzchni asfaltowych i SOWA2 dla oceny nawierzchni betonowych. Na drogach ekspresowych i autostradach oraz drogach o dużym natężeniu ruchu stosowane są urządzenia SOWA3. Pole pomiarowe rejestracji w urządzeniach typu SOWA obejmuje pas ruchu (4m). Pojazd-laboratorium przy poruszaniu się z prędkością 60km/h rejestruje obrazy co około 0,6m. Podczas analizy obrazów (automatycznej lub manualnej) obliczane są wskaźniki: stanu spękań, stanu powierzchni [9].

Pomimo prostoty tych rozwiązań etap oceny jest skomplikowanym i niełatwym do wykonania. Procedura klasyfikacji uszkodzeń nawierzchni determinuje dylematy. Aby zminimalizować wady badania wizualnego wprowadza się techniki cyfrowe rejestracji, przetwarzania i rozpoznawania obrazów. Równocześnie z wprowadzanymi technikami pojawiają się problemy dotyczące m.in. zdefiniowania parametrów obrazu dla identyfikacji spękań dla różnego typu nawierzchni drogowej, jej stanu wynikającego z warunków eksploatacyjnych oraz warunków atmosferycznych. Na opisie wideo nawierzchni pojawiają się inne elementy m.in. takie jak spękania technologiczne czy lepiszcza, które program komputerowy identyfikuje błędnie jako spękania. Do tego dochodzą problemy przetwarzania obrazów cyfrowych dotyczące skalowania, oświetlenia, filtracji czy binaryzacji obrazu nawierzchni drogowych. Doprowadza to w konsekwencji do eliminacji systemu komputerowego jako dominującego w identyfikacji na rzecz inspektora przeprowadzającego manualnie ocenę stanu nawierzchni wykorzystując jedynie podgląd wideo drogi. Wydłuża się czas realizacji badania i oceny stanu nawierzchni, zwiększają się koszty.

Przyjmując zgodnie z wytycznymi SOSN diagnostyka stanu nawierzchni drogowej jest przeprowadzana raz w roku i w momencie publikacji (koniec I kwartału) nie zawiera zaistniałych w okresie zimowym uszkodzeń. Pojawia się więc pytanie czy miarodajna jest informacja o stanie nawierzchni raz do roku. Czy przedział czasu pomiędzy identyfikacją, a zaplanowaniem i wykonaniem zabiegów naprawczych jest krótki.

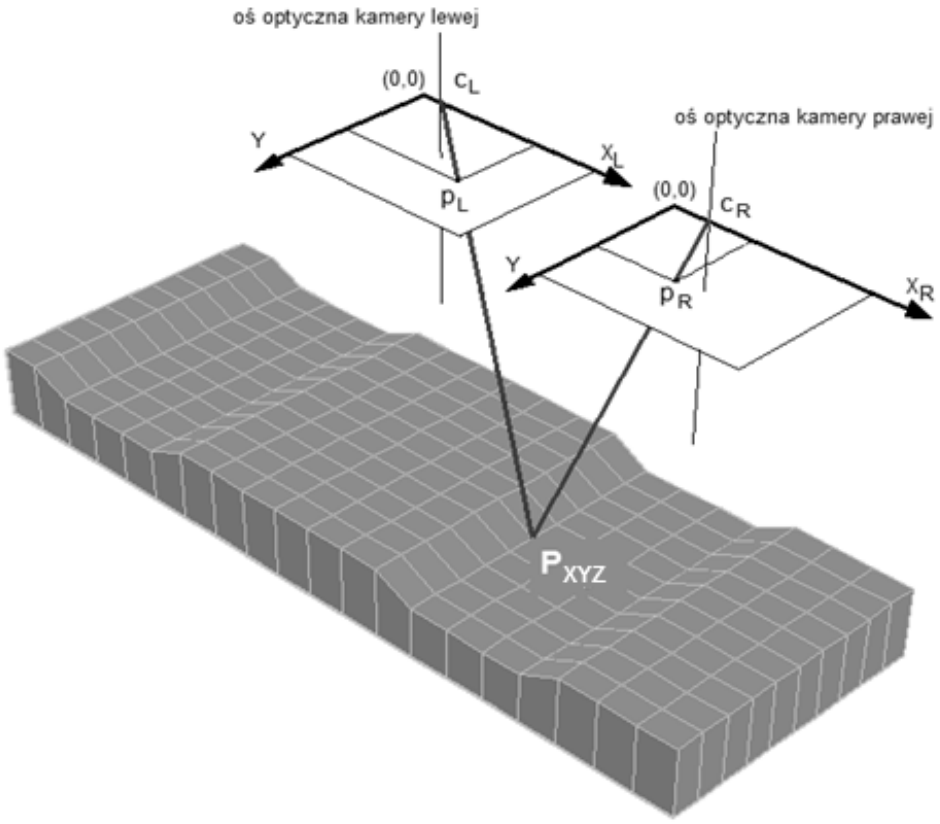
Konieczność aktualnej i wiarogodnej informacji o stanie nawierzchni drogowej wynika z zapewnienia bezpieczeństwa ruchu na sieci drogowej oraz przesłanki, że przyspieszoną degradację konstrukcji drogi zwiększa oddziaływanie dynamiczne kół pojazdów na nawierzchnię. Koleiny, wyboje, deformacje wpływają na niestabilność toru jazdy pojazdu szczególnie przy zmianie pasa ruchu, obniżają przyczepność w momencie powstania poduszki wodnej między jezdnią a oponą. Mogą być przyczyną kolizji i wypadków drogowych.

W dalszej części pracy autor proponuje metodę wykorzystującą technikę widzenia stereoskopowego do diagnostyki stanu nawierzchni. Ma ona za zadanie zmniejszyć złożoność procedur pomiaru i oceny stanu nawierzchni oraz wyeliminować problemy standardowych obecnie szeroko stosowanych metod wizyjnych pomiaru oraz umożliwić szybki i precyzyjny opis stanu nawierzchni.

3. METODA STEREOSKOPOWA ODWZOROWANIA NAWIERZCHNI DROGOWEJ

Stereoskopia cyfrowa jest techniką obrazową umożliwiającą rekonstrukcję sceny 3D na podstawie obrazów (zbioru danych) pozyskanych z co najmniej dwóch sensorów optyczno-elektronicznych. Zakres stosowania obejmuje m.in. diagnostykę techniczną i medyczną, wizyjną kontrole jakości i procesu produkcji w przemyśle, detekcję i śledzenie poruszających się obiektów, robotykę, kreacje rzeczywistości wirtualnej. Rozwój w ostatnich latach w dziedzinie układów i procesów sygnałowych umożliwiło opracowanie metod szybkiej, działającej w czasie rzeczywistym, automatycznej rekonstrukcji i pozycjonowania obiektów scen 3D [10].

Podstawowym elementem systemu stereoskopowej rekonstrukcji nawierzchni drogi jest układ dwóch kamer o matrycach CCD. W zaproponowanym modelu przyjęto układ kanoniczny kamer co oznacza, że osie optyczne kamer są równoległe, a współrzędna Z układu jest zgodna z ogniskową jednej z kamer. Interpretacje graficzną modelu przedstawiono na rys.2 .



Rys. 2 Układ kanoniczny systemu stereowizyjnego

Na rys. 2 zaznaczono punkt drogi P_{XYZ}, oraz punkty odwzorowania: p_L w obrazie kamery lewej i p_R – kamery prawej. Aby uzyskać wzajemnie jednoznaczne odwzorowanie

współrzędnych przestrzeni XYZ konieczna jest informacja o rzucie punktów przestrzeni na co najmniej dwóch obrazach. Punkty ogniskowe c_L, c_R oraz osie optyczne kamer oznaczono na rysunku.

Podstawowym etapem rekonstrukcji sceny trójwymiarowej na podstawie obrazów stereoskopowych jest rozwiązanie tzw. problemu odpowiedniości, polegającego na wyznaczeniu współrzędnych punktów p_L, p_R, tj. rzutów zadanego punktu P_{XYZ} przestrzeni odpowiednio w obrazach lewej i prawej kamery. Rozwiązaniem zadania odpowiedniości jest wyznaczenie tzw. obrazu dysparycji czyli różnicy współrzędnych związanych z wzajemnym przesunięciem obrazów każdego punktu przestrzeni XYZ w obu kamerach (rys. 2).

Przy obliczaniu dysparycji przyjmuje sie, że jeden z obrazów jest obrazem odniesienia. Jeżeli danemu punktowi p_R z obrazu odniesienia o współrzędnych (x_R, y_R) odpowiada punkt p_L z drugiego obrazu o współrzędnych (x_L, y_L), gdzie $y_R = y_L$, to przesuniecie (dysparycja) miedzy prawym, a lewym punktem jest równa:

$$d_{RL} = x_L - x_R \tag{1}$$

Zachodzi wzajemnie jednoznaczna zależność pomiędzy para punktów p_R, p_L i punktem P_{XYZ} przestrzeni. Współrzędne X, Y, Z punktu P_{XYZ}, który jest „widziany" w obrazach obu kamer dla układu kanonicznego można wyznaczyć wg wzorów:

$$X = D\,(x_R + x_L - 2x_0) \,/\, 2\,d_{RL} \tag{2}$$

$$Y = D\,y \,/\, d_{RL} \tag{3}$$

$$Z = D\,f \,/\, d_{RL} \tag{4}$$

gdzie: D − odległość miedzy osiami optycznymi kamer,

$y = y_R = y_L$,

d_{RL} − dysparycja określona wzorem (1),

f − ogniskowa kamer wyrażona w liczbie pikseli,

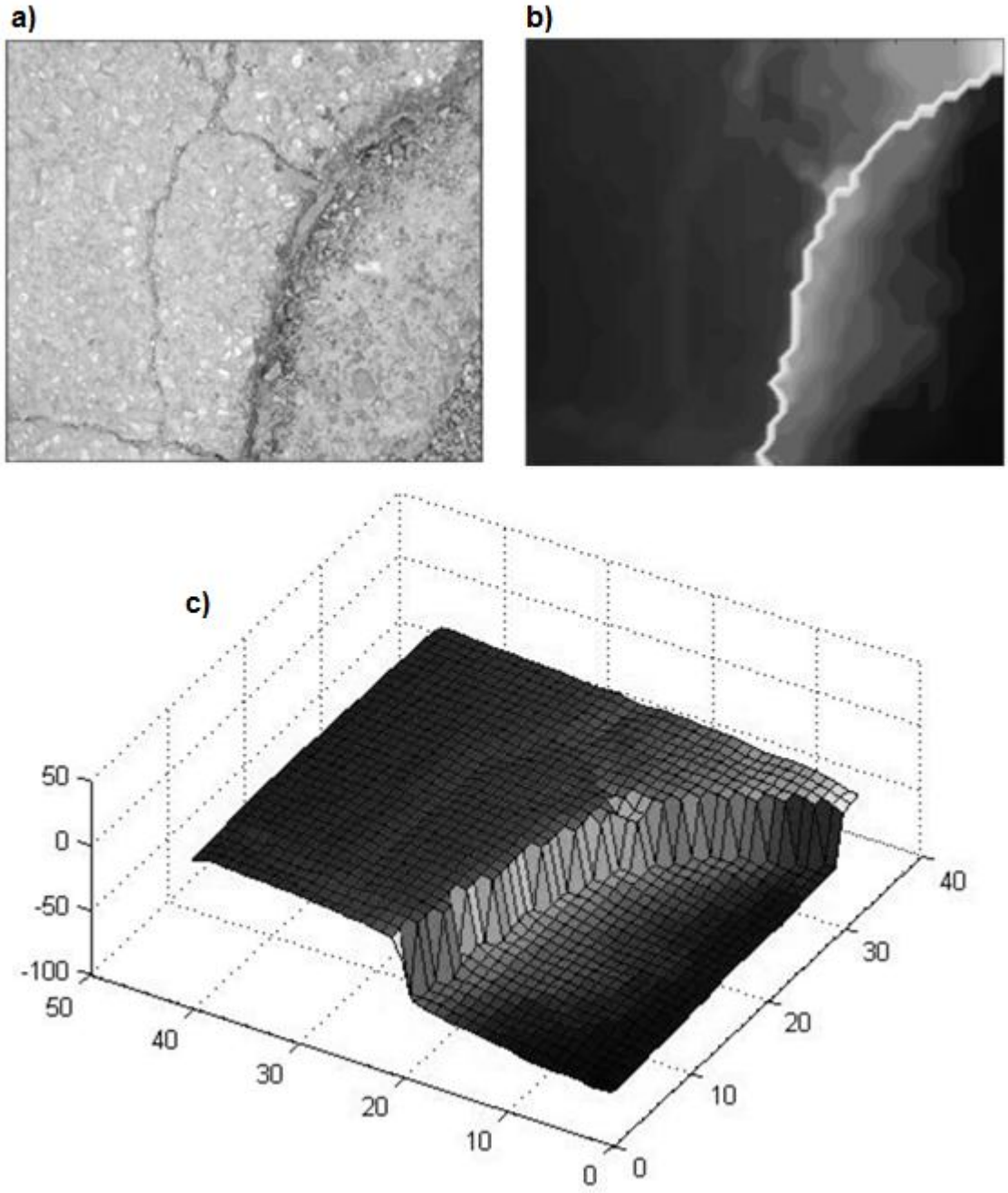
x_0 − współrzędna środka obrazu, przez która przechodzi os kamery.

4. DOŚWIADCZENIA EKSPLOATACYJNE

Odcinek pomiarowy opisu stanu nawierzchni z wykorzystaniem systemu stereoskopowego zlokalizowano na drodze zbiorczej o długości 1,2km. Pomiary przeprowadzono w okresie znikomego natężenia ruchu pojazdów na badanym odcinku drogi w dniu 23-11-2012 roku. Polegały one na rejestracji wideo fragmentów badanego odcinka na którym zaobserwowano znaczące zmiany w odniesieniu do klasy A, poziomu pożądanego, kryterium oceny stanu technicznego nawierzchni SOSN. Rejestrowano takie elementy opisu stanu nawierzchni jak wyboje, łaty, ubytki ziaren oraz pęknięcia z wykruszeniami. Nie podjęto badań dotyczących pomiarów różności podłużnej i równości poprzecznej. Zarejestrowano kilkadziesiąt nieprawidłowości badanej nawierzchni jezdni w tym kilkanaście wybojów.

Przykład opisu nawierzchni drogi z zastosowaniem stereoskopowej metody pomiaru przedstawiono na rys.3. Rys. 3a obejmuje część wspólną zdjęć drogi wykonanych z kamer

układu pomiarowego. Rys. 3b zawiera mapę głębi obrazu drogi po przeprowadzeniu obliczeń rekonstrukcji modelu drogi. Rys 3c jest prezentacją modelu nawierzchni w układzie 3D.



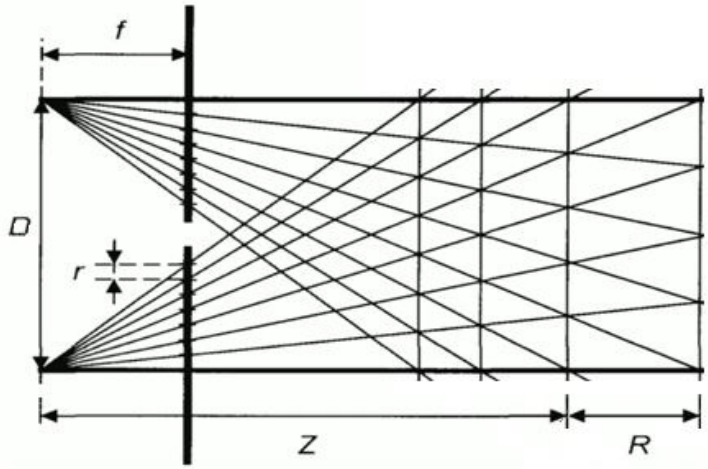
Rys. 3 Układ kanoniczny systemu stereowizyjnego

Procedura weryfikacji zaproponowanego rozwiązania polegała na porównaniu parametrów opisu stanu nawierzchni uzyskanych z wykorzystaniem pomiarów stereoskopowych z rzeczywistym obiektem (uszkodzeniem). Przestrzenny model jezdni uzyskany z pomiarów stereoskopowych obejmuje jego opis z rozdzielczością jednego milimetra. Uszkodzenia nawierzchni zwymiarowano, określając charakterystyczne punkty badanych obiektów i odległości między nimi.

Porównanie odległości między punktami charakterystycznym uszkodzenia drogi z odległościami dla modelu przestrzennego drogi wykazało różnice na poziomie ± 1mm.

Dokładność odwzorowania modelu stanu nawierzchni jest zależna od usytuowania kamer względem siebie i odległości od obserwowanej sceny oraz rozdzielczości kamer.

Graficzną interpretację dokładności odwzorowania przedstawia rys. 4.



Rys. 4 Geometryczne ograniczenie dokładności pomiaru głębi w układzie stereoskopowym

Organicznie pomiaru głębi określono w postaci rozdzielczości R pomiaru układu stereoskopowego wg wzoru:

$$R = {r Z^2}/{(f D - r Z)} \quad (7)$$

gdzie: r – wielkość piksela obrazu w mm.

Przykładową rozdzielczość pomiaru głębi dla różnych odległości między osiami optycznymi kamer i różnych odległości od powierzchni pomiarowej oraz stałych parametrów r, f, zgodnych z mobilnym stanowiskiem pomiarowym przedstawia tablica 1.

Tablica 1 Rozdzielczość pomiaru w układzie stereoskopowym

		D [mm]				
		75	150	300	600	750
Z [mm]	500	2,29	1,14	0,57	0,29	0,23
	1000	9,21	4,58	2,29	1,14	0,91

5. PODSUMOWANIE

Opis stanu nawierzchni w postaci przestrzennego modelu drogi zwiększa precyzję jego opisu, a tym samym dokładność identyfikacji uszkodzeń. Wykorzystując przedstawione rozwiązanie można zidentyfikować miejsca szczególnie niebezpieczne, wpływające bezpośrednio na bezpieczeństwo ruchu drogowego, wymagające natychmiastowych zabiegów naprawczych sieci drogowej. Przeprowadzona procedura oceny dokładności zaproponowanej metody pomiaru stanu nawierzchni wskazuje możliwości wykorzystania metody stereoskopowej w Systemie Oceny Stanu Nawierzchni.

Piśmiennictwo

[1] Sołowczuk A.: Ocena stanu dróg i ich wartości użytkowych, Czasopismo Autostrady 10/2008, s.46-54.
[2] Nowicka M.: Systemy zarządzania nawierzchniami, Czasopismo Autostrady 5/2010, s.178-190.
[3] Sztukiewicz R., Rydzewski P.: Diagnostyka nawierzchni w systemie wspomagania zarządzaniem siecią ulic, Czasopismo: Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej nr 60, 2006, s. 283-289.
[4] Heller S.: Pavement management system on the strategic and operative level, Proceedings of The 3rd European Pavement & Asset Management Conference, 2008, Portugal
[5] Praca zbiorowa: System oceny stanu nawierzchni SOSN. Wytyczne stosowania, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych Biuro Studiów Sieci Drogowej, Warszawa 200c
[6] Laser RST - System Description, Ramboll RST, www.rambollrst.se
[7] Sybylski D., Mechowski T., Sudyka J., Harasim P.: Ocena stanu nawierzchni dróg, Czasopismo Autostrady 7/2007, s.32-35.
[8] Sudyka J., Mechowski T., Harasim P.: Nowoczesne metody oceny stanu nawierzchni w utrzymaniu sieci drogowej, IV Międzynarodowa Konferencja Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym, Poznań 2009.
[9] Radzikowski M., Foryś G.: Raport o stanie technicznym nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec 2007, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2008.
[10] Cyganek B.: Komputerowe przetwarzanie obrazów trójwymiarowych, Wydawnictwo Exit, Warszawa 2002.

PAVEMENT CONDITIONS DIAGNOSIS BY MEANS OF STEREOSCOPY MEASUREMENT

Summary

The paper presents a measurement device for the diagnosis of pavement condition used both in the country and abroad. Some solutions applied in Poland according to SOSN have been presented. Advantages and disadvantages of the applied solutions have been shown.

The author suggests the method of stereoscopy measurement for pavement condition description. The principles of stereoscopic methods have been described. The solution to the problem of pavement condition diagnosis by means of a special vehicle equipped with stereovision cameras system has been proposed. The requirements concerning cameras location in special vehicles have been given. Finally, measurement accuracy has been determined.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Dariusz SYBILSKI[1]
Politechnika Lubelska
Igor RUTTMAR[2]
TPA Instytut Badań Technicznych Sp. z o.o.
Wojciech BAŃKOWSKI[3]
Politechnika Lubelska

NAWIERZCHNIE DROGOWE Z GRANULATEM GUMOWO-ASFALTOWYM – ANALIZA HAŁASU I WŁAŚCIWOŚCI REOLOGICZNYCH

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono innowacyjny materiał i prostą technologię stosowania gumy ze zużytych opon samochodowych w nawierzchniach asfaltowych. Dotychczas stosowane skuteczne technologie modyfikacji asfaltu gumą metodą na mokro wymagają specjalnych, kosztownych instalacji. Prosta metoda na sucho nie przynosi istotnego efektu technicznego, bowiem granulat gumowy nie modyfikuje asfaltu, lecz jest częścią kruszywa w mieszance. Od 2005 r. w krajach europejskich wdrażane jest stosowanie nowego produktu – granulatu gumowo-asfaltowego tecRoad. Granulat ten jest asfaltem modyfikowanym gumą i ma postać proszku, który może być łatwo dodawany bezpośrednio do mieszanki mineralno-asfaltowej w mieszalniku otaczarki. Badania porównawcze w IBDiM lepiszczy asfaltowych modyfikowanych gumą lub polimerem SBS wykazały zbliżone właściwości reologiczne. Stosowanie dodatku gumy w nawierzchni asfaltowej zapewnia zwiększoną trwałość cichych nawierzchni wykonanych z mm-a z otwartą strukturą (PA) lub odpowiednią teksturą (BBTM). Potwierdzenie uzyskano w pierwszych zastosowaniach w Polsce.

SŁOWA KLUCZOWE: guma z opon samochodowych, granulat gumowo-asfaltowy, właściwości reologiczne, lepiszcza asfaltowe modyfikowane, hałas drogowy

1. WPROWADZENIE

Stosowanie gumy w modyfikacji asfaltu do nawierzchni drogowych ma długą i bogatą historię. Obok efektu modyfikacji asfaltu zastosowanie gumy przynosi pośredni efekt zmniejszenia hałasu drogowego przy użyciu odpowiedniej technologii. To staje się obecnie głównym celem jej zastosowania w nawierzchniach drogowych. Hałas drogowy jest jednym

[1] d.sybilski@pollub.pl
[2] igor.ruttmar@tpaqi.com
[3] wbankowski@ibdim.edu.pl

z głównych problemów obszarów zurbanizowanych. Zastosowanie cichych nawierzchni z dodatkiem gumy stanowi rozwiązanie konkurencyjne lub uzupełniające ochrony akustycznej w postaci ekranów.

Artykuł przedstawia innowacyjny materiał i prostą technologię stosowania gumy ze zużytych opon samochodowych w nawierzchniach asfaltowych.

2. PROBLEM HAŁASU DROGOWEGO

Rozwój transportu i zwiększająca się liczba pojazdów w świecie przynosi uboczny efekt wzrostu hałasu drogowego. Obniżenie poziomu hałasu drogowego stało się jednym z głównych celów od końca lat 1990-tych. Wyrazem tego jest Raport Komisji Wspólnoty Europejskiej *Green Paper on Future Noise Polisy, 1996* [1]. Komisja Europejska wskazuje potrzebę realizacji wizji „mniej hałasu przed rokiem 2020".

Kontakt opony z nawierzchnią jest głównym źródłem hałasu, przy czym przekroczenie progu uciążliwości dla otoczenia zależy od prędkości. Krytycznym progiem prędkości większości samochodów jest 55 km/h, a samochodów ciężarowych 70 km/h. Przy mniejszej prędkości hałas jest generowany przez sam pojazd.

Podstawowe dostępne i stosowane w świecie metody zmniejszenia hałasu drogowego to:

- Zmniejszenie natężenia ruchu
- Ograniczenie prędkości ruchu (graniczna prędkość 55 km/h dla wszystkich samochodów)
- Przegrody akustyczne
- Ciche nawierzchnie.

Przegląd hałaśliwości nawierzchni i ich klasyfikację w polskich warunkach opracował Gardziejczyk [2]. Wśród cichych nawierzchni najczęściej stosowane są:

- Asfalt porowaty
- Dwuwarstwowe nawierzchnie porowate
- Drobnoziarnista mieszanka o nieciągłym uziarnieniu (SMA, BBTM)

Wszystkie wymienione wyżej mm-a uzyskują najlepsze parametry trwałościowe i akustyczne przy zastosowaniu modyfikacji gumą.

3. RECYKLING GUMY Z OPON SAMOCHODOWYCH I JEJ ZASTOSOWANIE W NAWIERZCHNIACH ASFALTOWYCH

Szybki rozwój motoryzacji w świecie, a w ostatnich latach i w Polsce sprawia, że z ekologicznego punktu widzenia największym problemem jest zagospodarowanie zużytych opon. Zagospodarowanie zużytych opon staje się coraz poważniejszym problemem. Wyrazem tego jest nowa dyrektywa Unii Europejskiej zakazująca składowania opon w całości po 2003 r., a w stanie rozdrobnionym po 2006 r. [1].

Jednym z głównych zastosowań przetworzonych odpadów gumowych jest użycie ich w nawierzchniach asfaltowych. Stosowane są w świecie trzy metody modyfikacji [3]: metoda na mokro McDonalda [4], metoda na mokro terminalowa, metoda na sucho.

Nowym produktem do modyfikacji asfaltu gumą jest granulat gumowo-asfaltowy "tecRoad". Jest to granulat gumowo-asfaltowy o wysokiej koncentracji gumy w ilości do 40% chemicznie i fizycznie związanej z asfaltem. Jest ciałem stałym w postaci granulatu o wymiarze do 30 mm, przeważnie około 1 mm. Składa się głównie z asfaltu drogowego 50/70 lub 70/100 oraz zwulkanizowanej gumy, a także z odpowiednich wypełniaczy i olei. Jego temperatura mięknienia mieści się w zakresie od 40 do 90°C.

Proces produkcyjny „tecRoad" polega na modyfikacji asfaltu gumą w specjalnie do tego przystosowanej instalacji, metodą porównywalną do metody terminalowej na mokro, lecz główna

różnica polega na rozdrobnieniu uzyskanego lepiszcza gumowo-asfaltowego na drobne cząstki – granulat.

Stosowanie granulatu gumowo-asfaltowego jest znacznie prostsze niż tradycyjnych metod modyfikacji gumą na mokro. Granulat podawany jest bezpośrednio do mieszalnika otaczarki, w którym jest mieszany z kruszywem i asfaltem. Temperatura mieszania jak w produkcji zwykłej mieszanki mineralno-asfaltowej, np. 150-170°C. Uzyskana mieszanka nie wymaga wydłużonego czasu mieszania i dojrzewania, jak to mam miejsce w metodzie na mokro, bowiem guma jest już rozpuszczona w asfalcie będącym składnikiem granulatu. Dodany świeży asfalt jednorodnie i szybko miesza się z granulatem, czyli asfaltem modyfikowanym gumą.

Technologia modyfikacji nie wymaga odrębnej instalacji do produkcji asfaltu modyfikowanego gumą metodą na mokro, ani żadnych dodatkowych instalacji w wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych. Upraszcza to produkcję mieszanki modyfikowanej gumą i znacznie obniża koszty.

4. CICHE NAWIERZCHNIE Z ZASTOSOWANIEM TECROAD

Dotychczasowe doświadczenia w świecie wskazują na efektywność dodatku gumy do asfaltu. Bogate doświadczenia zebrano przede wszystkim w Arizonie, USA, stosując metodę na mokro McDonalda. W Europie zgromadzono liczne wyniki badań emisji hałasu na drogach z zastosowaniem granulatu gumowo-asfaltowego tecRoad.

Granulat tecRoad ma główne zastosowania w warstwie ścieralnej w celu zmniejszenia hałasu drogowego. Efektywność zmniejszenia hałasu jest zależna od typu mieszanki – największy efekt przynosi asfalt porowaty (5-8 dB(A)), a w układzie dwuwarstwowym nawet do 10 dB(A), mniejszy efekt uzyskuje się z mieszankami SMA lub BBTM (2-6 dB(A)). Dotychczas był stosowany głównie w krajach europejskich, niemieckojęzycznych – Szwajcaria, Niemcy, Austria, a w ostatnich latach znalazł zastosowanie także w innych krajach europejskich. W Polsce pierwsze zastosowanie miało miejsce w 2010 r. na drodze wojewódzkiej nr 780 w Małopolsce. Ostatnio zastosowano tecRoad na ul. Górczewskiej i Odrowąża w Warszawie, w czerwcu 2011 r.

5. PIERWSZE ZASTOSOWANIE W POLSCE DW 780

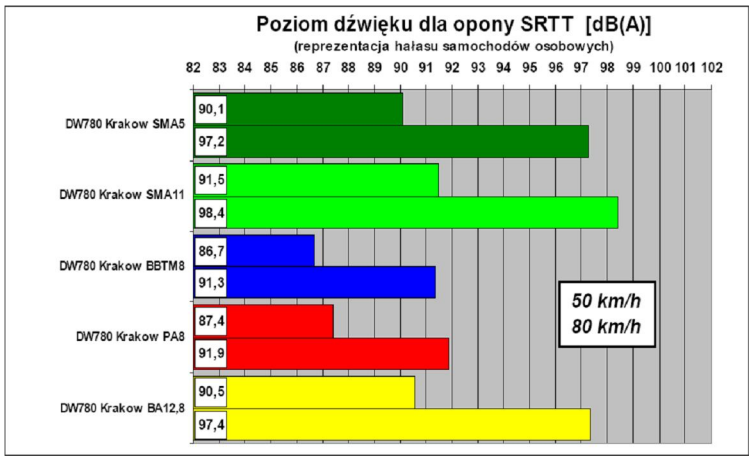
Firma Strabag wykonała warstwę ścieralną trzech odcinków testowych (rys. 1) w trzech różnych technologiach cichych nawierzchni z zastosowaniem granulatu gumowo-asfaltowego tecRoad: asfalt porowaty PA 8, SMA 5 i BBTM 8 oraz porównawcze odcinki z betonu asfaltowego AC 12,8 lub SMA 11.



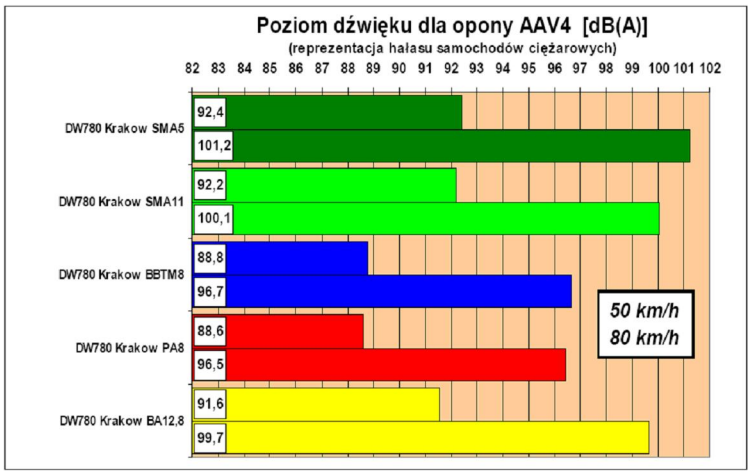
Rys. 1. Usytuowanie trzech odcinków testowych na DW 780, sierpień 2010 r.

Na wybudowanych odcinkach cichych nawierzchni i sąsiadujących nawierzchni porównawczych wykonano pomiary hałasu. Zastosowano dwie metody pomiarów: CPX

(metoda przyczepowa, Politechnika Gdańska) i Leq (oznaczenie równoważności poziomu dźwięku w otoczeniu, EKKOM) (rys. 2-3).



Rys. 2. Wyniki pomiarów poziomu hałasu (metoda CPX, opona samochodu osobowego)



Rys. 3. Wyniki pomiarów poziomu hałasu (metoda CPX, opona samochodu ciężarowego)

Pomiary poziomu hałasu wykazały, że największy efekt zmniejszenia hałasu uzyskano na warstwie z asfaltu porowatego PA i mieszanki BBTM:

- opona samochodu osobowego: odpowiednio 6,5 i 7,1 dB(A) przy prędkości 80 km/h oraz 4,1 i 4,8 dB(A) przy prędkości 50 km/h
- opona samochodu ciężarowego: odpowiednio 3,6 i 3,4 dB(A) niezależnie od prędkości.

Pomiary równoważnego poziomu hałasu w zależności od pory dnia wykazały zmniejszenie poziomu hałasu o 7,6 i 6,6 dB(A) nocą oraz 7,3 i 6,4 dB(A) nocą.

6. PORÓWNANIE WŁAŚCIWOŚCI GUMOASFALTU I POLIMEROASFALTU

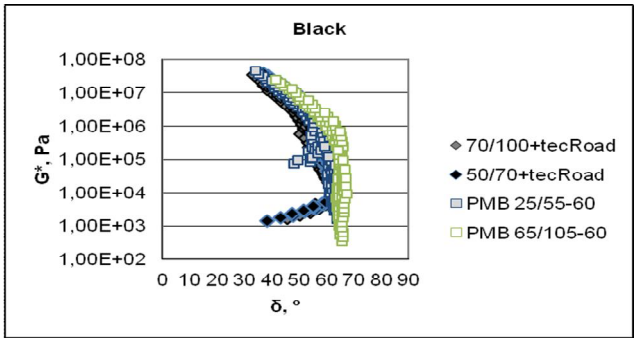
W IBDiM przeprowadzono badania laboratoryjne właściwości reologicznych polimeroasfaltów i gumoasfaltów z tecRoad. Badaniom poddano lepiszcza:

- polimeroasfalt, modyfikowany SBS, PMB 65/105-60
- gumoasfalt, asfalt drogowy 70/100 + tecRoad
- polimeroasfalt, modyfikowany SBS, PMB 25/55-60
- gumoasfalt, asfalt drogowy 50/70 + tecRoad.

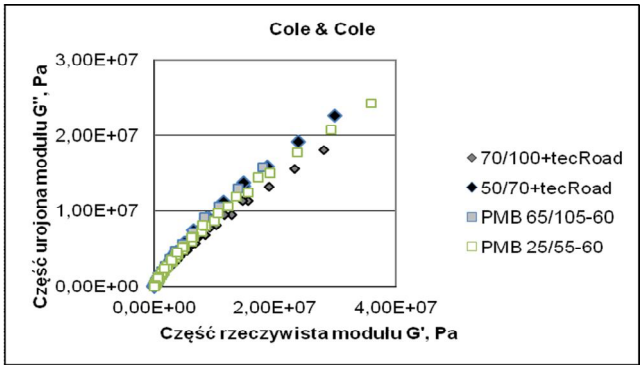
W reometrze dynamicznego ścinania DSR wykonano badania zespolonego modułu

ścinania G* i kąta przesunięcia fazowego δ w temperaturze od 10 do 76°C z krokiem 6°C i z częstotliwością ścinania od 0,159 do 15,85 Hz w każdej temperaturze.

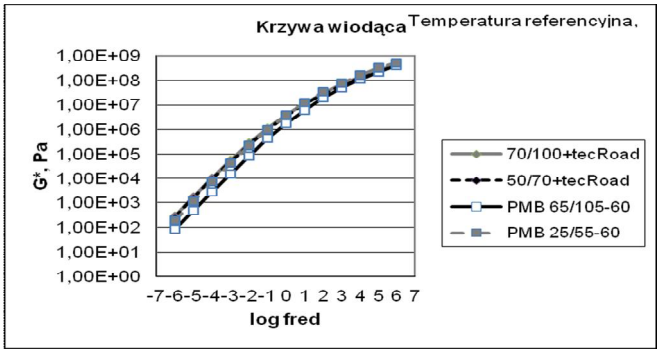
Wyniki badań przestawiono na rysunkach 4 – 6.



Rys. 4. Wykres Blacka (zależność modułu G* od kąta przesunięcia δ)



Rys. 5. Wykres Cole – Cole (zależność części urojonej modułu G* od części rzeczywistej G*)



Rys. 6. Wykres krzywej wiodącej (zależność modułu G* od częstotliwości zredukowanej przy temperaturze referencyjnej 20°C)

Wyniki badań gumoasfaltów i polimeroasfaltów wykazały ich zbliżone właściwości reologicznych. Uzyskane wyniki świadczą, że dodatek gumy 10% m/m do asfaltu zapewnia efektywną modyfikację lepiszcza o właściwościach podobnych do polimeroasfaltu modyfikowanego SBS. Na podstawie wykresu Blacka można ponadto stwierdzić, że w wyższej temperaturze guma w asfalcie zachowuje usieciowienie, o czym świadczy charakterystyczny kształt krzywej.

7. PODSUMOWANIE

Hałas drogowy jest jednym z problemów i wyzwań inżynierii drogowej. Jednym ze skutecznych rozwiązań są ciche nawierzchnie. Ich stosowanie może znacznie zmniejszyć lub całkowicie wyeliminować koszty budowy ekranów akustycznych. Wśród rozwiązań technologicznych cichych nawierzchni w coraz większym stopniu stosuje się dodatek gumy do asfaltu. Nowym, skutecznym, prostym i tanim rozwiązaniem jest nowy produkt – granulat gumowo-asfaltowy tecRoad, będący asfaltem modyfikowanym gumą rozdrobniony do postaci granulatu. Produkt ten jest innowacyjnym wariantem modyfikacji asfaltu gumą metodą na mokro, a jednocześnie znacznie upraszczającym zastosowanie tej technologii.

Przeprowadzone w IBDiM badania wykazały, że dodatek granulatu gumowo-asfaltowego do asfaltu modyfikuje właściwości lepiszcza. Badania porównawcze asfaltów modyfikowanych gumą z polimeroasfaltami modyfikowanymi elastomerem SBS wykazały, że efekt modyfikacji jest podobny. Zatem można przewidywać zwiększoną trwałość nawierzchni asfaltowej z lepiszczem gumowo-asfaltowym. Jednocześnie lepiszcze to spełni zadanie obniżenia poziomu hałasu drogowego.

Piśmiennictwo

[1] Kompała J.: Ocena hałasu drogowego – dopuszczalne poziomy w Polsce i UE. Studia i Materiały, Zeszyt 64, IBDiM, Warszawa 2011
[2] Gardziejczyk W.: Przegląd i analiza porównawcza metoda badania hałaśliwości nawierzchni drogowych. Autostrady 2011, nr. 1-2
[3] Epps, J. A.: Uses of Recycled Rubber Tires in Highways. NCHRP Synthesis 198, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994
[4] McDonald C.H.: Recollections of Early Asphalt-Rubber History. National Seminar on Asphalt-Rubber, October 1981

ROAD PAVEMENTS WITH RUBBER-BITUMEN GRANULATE – NOISE AND RHEOLOGICAL PROPOERTIES ANALYSIS

Summary

Innovative material and simple technology of application of crumb rubber from rubber tyres in asphalt road pavements is presented. The wet method technology applied up to now for modification of bitumen with crumb rubber requires special and expensive installation. The simple dry method does not provide effective result, while rubber granulate does not modify bitumen, and plays the role of aggregate. Since 2005, a new product – rubber-bitumen granulate – has been applied for road pavements. The granulate is rubber modified bitumen in powder form which may be easily added to asphalt mixture in a pug mill. Comparative laboratory tests on rubber modified bituminous binders or SBS polymer proved similar rheological properties of binders. Application of rubber additive to asphalt pavement provides a significant improvement of low noise asphalt pavement durability. It has been confirmed in the first applications in Poland.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Robert WARDĘGA[1]
Antoni SZYDŁO[2]
Politechnika Wrocławska

WIDMA OBCIĄŻEŃ NAWIERZCHNI DROGOWYCH

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono widma obciążeń nawierzchni drogowych, uzyskane z systemu ważenia pojazdów WIM. Podano metodykę wykorzystania tych wyników w metodach wymiarowania nawierzchni, a w szczególności do określania liczby osi obliczeniowych. Wyznaczono współczynniki agresywności dla zaprezentowanych widm - rozkładów nacisków osi pojedynczych, podwójnych i potrójnych. Uzyskane wartości porównano z obowiązującą metodą wykorzystującą współczynniki przeliczeniowe sylwetek pojazdów na osie obliczeniowe. Omówiono różnice pomiędzy zaprezentowanymi metodami, ich wady i zalety.

SŁOWA KLUCZOWE: widma obciążeń osi, oś obliczeniowa, agresywność, nawierzchnia drogowa

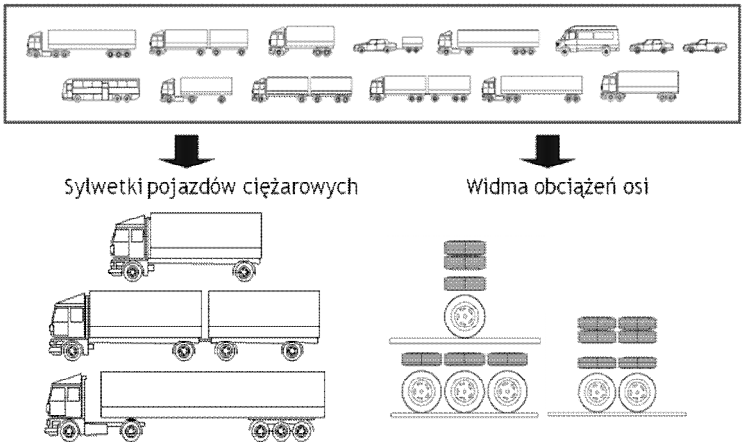
1. WPROWADZENIE

Obecnie w wymiarowaniu konstrukcji nawierzchni drogowych wykorzystywane są wyniki manualnych pomiarów ruchu, m.in. GPR-u (Generalnego Pomiaru Ruchu), na podstawie których ustala się prognozowane liczby samochodów ciężarowych w podziale na trzy kategorie: samochody ciężarowe bez przyczep, samochody ciężarowe z przyczepami i ciągniki siodłowe oraz autobusy. Pojazdy te, za pomocą współczynników przeliczeniowych sprowadzane są do osi obliczeniowych. Takie wyniki pomiarów pozwalają na szybką ocenę obciążenia drogi ruchem i z uwagi na swoją prostotę są chętnie stosowane w projektowaniu konstrukcji nawierzchni. Jednak bezkrytyczne przyjmowanie ich w wymiarowaniu, niesie ze sobą duże ryzyko niewłaściwej oceny projektowanej trwałości zmęczeniowej nawierzchni. Rozwiązaniem tego problemu jest analiza widm obciążeń osi, a właściwie statystycznych rozkładów nacisków osi występujących w danym przekroju drogi oraz wykorzystanie ich w ocenie trwałości zmęczeniowej nawierzchni drogowych.

[1] robert.wardega@pwr.wroc.pl
[2] antoni.szydlo@pwr.wroc.pl

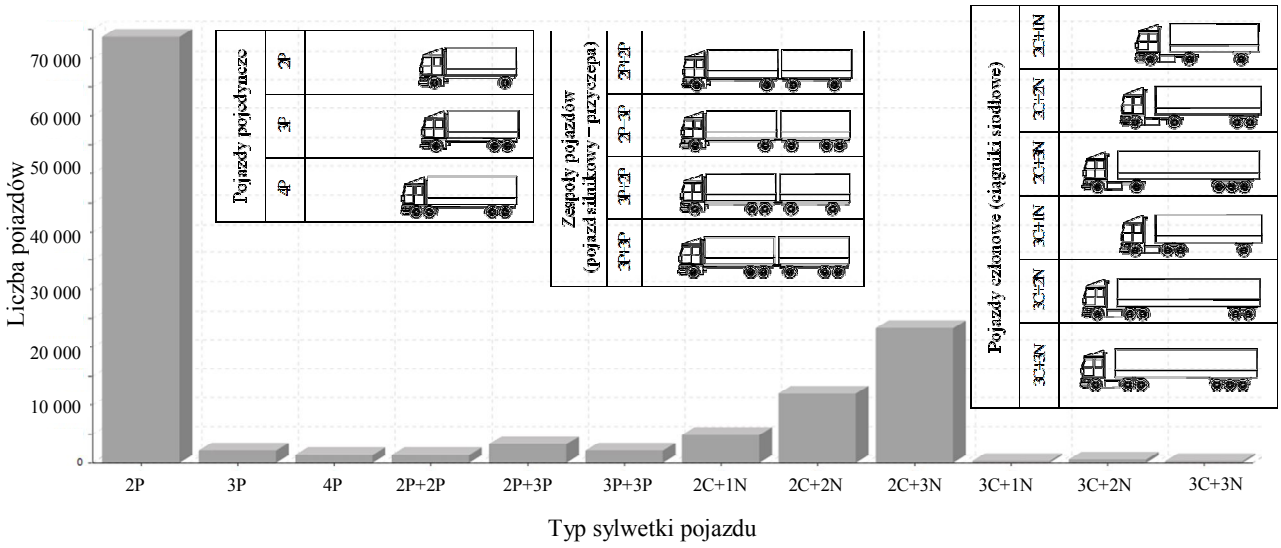
2. SYLWETKI POJAZDÓW

Wymiarując konstrukcje nawierzchni drogowych, przelicza się przy pomocy współczynników przeliczeniowych, zidentyfikowane sylwetki pojazdów na osie obliczeniowe. Jednak przyjmowane współcześnie w projektowaniu wartości współczynników przeliczeniowych zostały ustalone już kilkanaście lat temu, dla niewystępującej obecnie struktury rodzajowej pojazdów ciężkich i nieobowiązujących już dopuszczalnych nacisków osi i mas całkowitych pojazdów – stąd też stosowanie ich w wymiarowaniu nawierzchni wiąże się z dużym ryzykiem popełnienia znaczącego błędu. Również przyjmowane w wymiarowaniu grupy pojazdów stanowią duże przybliżenie występującej struktury rodzajowej pojazdów ciężarowych, gdyż np. w samej tylko grupie samochodów ciężarowych z przyczepami mieści się 10 różnych typowych sylwetek pojazdów, które posiadają różne konfiguracje osi i dopuszczalne masy całkowite, czyli w różnym stopniu oddziaływują niszcząco na nawierzchnie drogowe.



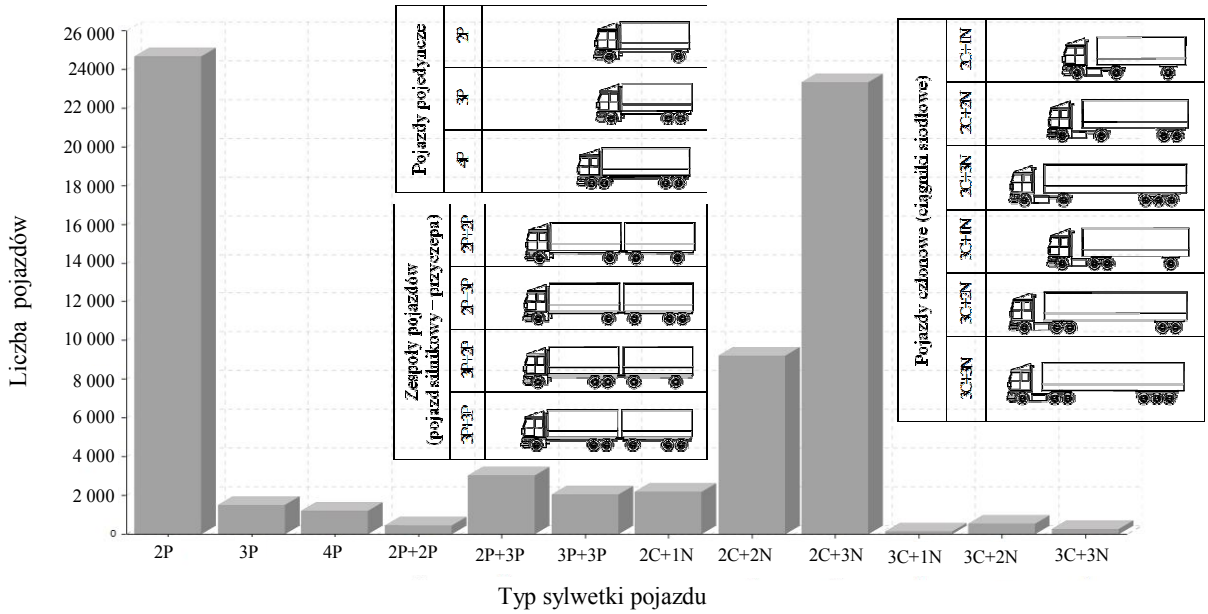
Rys. 1. Możliwe sposoby identyfikacji występujących obciążeń nawierzchni drogowych.

Dla przykładu, w miesiącu lutym, zarejestrowano za pomocą systemu WIM (Weight in Motion) we Wrocławiu w przekroju ul. Karkonoskiej (droga nr 8) 124 832 pojazdy o masie całkowitej większej od 3.5 t.



Rys. 2. Struktura rodzajowa pojazdów ciężarowych zarejestrowanych w przekroju ul. Karkonoskiej, luty 2008 r. (pojazdy o masie całkowitej >3.5 t).

Zwraca uwagę znacząca liczba pojazdów dwuosiowych o masie całkowitej nieznacznie przekraczającej 3.5 t (73 650 pojazdów, co stanowi 59.0 % całkowitej liczby zidentyfikowanych pojazdów). Obserwacje wykazały, ze są to pojazdy dostawcze, które są obecnie powszechnie wykorzystywane w transporcie lokalnym (niestety, pojazdy te są w pomiarach manualnych ruchu pomijane, co może być przyczyną niedoszacowania występujących obciążeń z uwagi na dużą ilość pojazdów tego typu). Po ustaleniu minimalnej masy pojazdów zliczanych na poziomie 6.0 t, liczba zarejestrowanych pojazdów dwuosiowych znacząco spada (stanowi już tylko 35.99 % zidentyfikowanych pojazdów). Podobne rozkłady zaobserwowano na innych wagach systemu WIM zainstalowanych na ciągach dróg krajowych.



Rys. 3. Struktura rodzajowa pojazdów ciężarowych zarejestrowanych w przekroju ul. Karkonoskiej, luty 2008 r (pojazdy o masie całkowitej >6.0 t).

W trakcie pomiarów ustalono, ze średnie dobowe liczebności pojazdów ciężkich w miesiącu lutym 2008 r. wyniosły w podziale na grupy:

- Dla pojazdów o masie całkowitej większej od 3.5 t:
  - grupa samochodów ciężarowych bez przyczep: 2484 poj./dobę,
  - grupa samochodów ciężarowych z przyczepami: 1543 poj./dobę.

Przeliczając sylwetki pojazdów na osie obliczeniowe otrzymano: 3280 osi 100 kN/dobę pas.

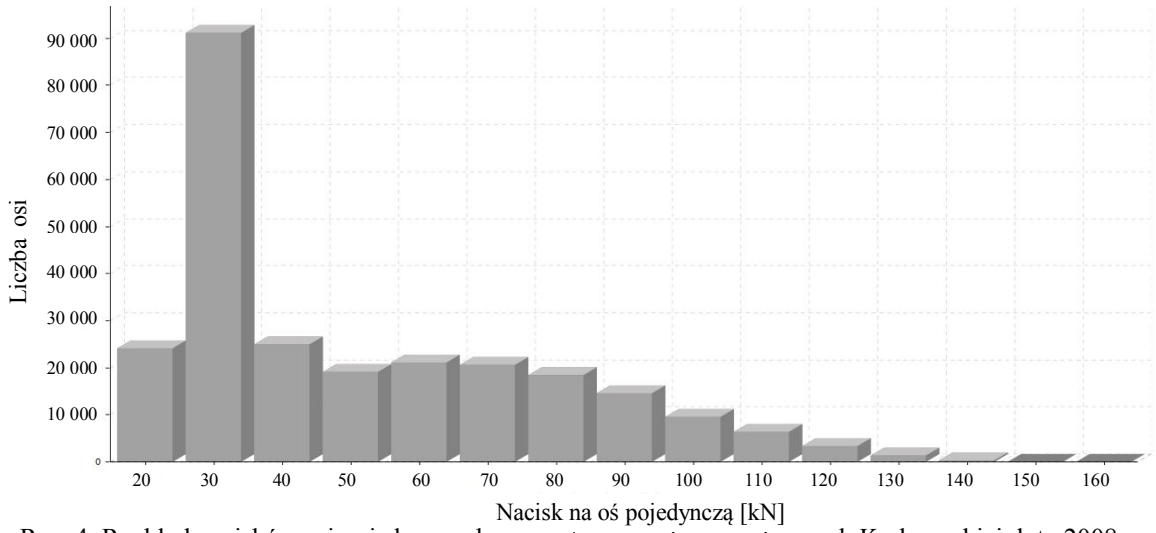
- Dla pojazdów o masie całkowitej większej od 6.0 t:
  - grupa samochodów ciężarowych bez przyczep: 883 poj./dobę,
  - grupa samochodów ciężarowych z przyczepami: 1328 poj./dobę.

Przeliczając sylwetki pojazdów na osie obliczeniowe otrzymano: 2686 osi 100 kN/dobę pas.

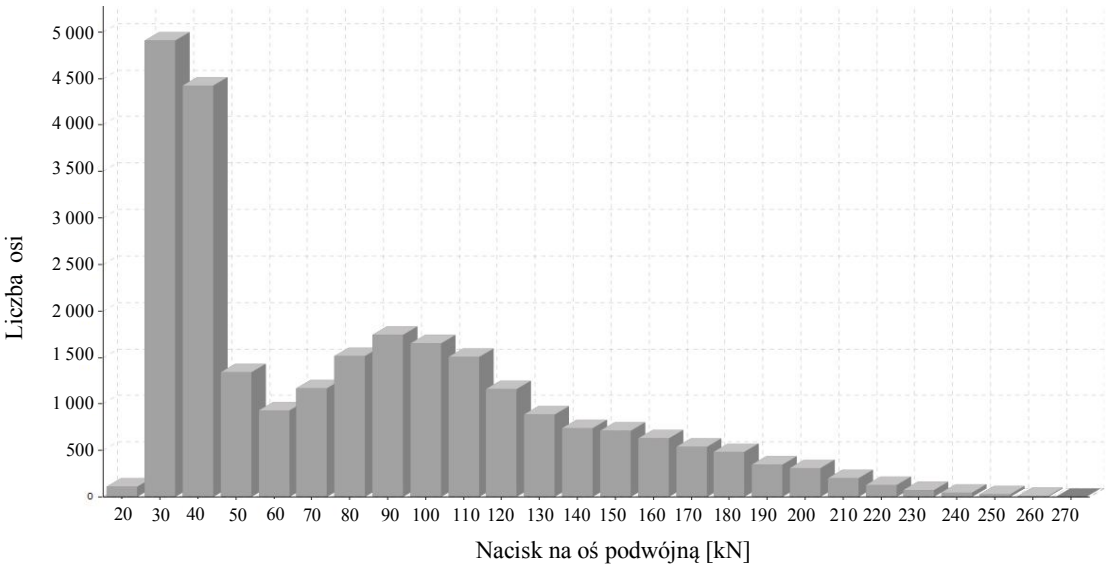
3. ROZKŁADY WIDM OBCIĄŻEŃ OSI

Na rys. 4-6 pokazano rozkłady obciążeń osi pojedynczych, podwójnych oraz potrójnych zarejestrowane za pomocą wag WIM we Wrocławiu na ul. Karkonoskiej.

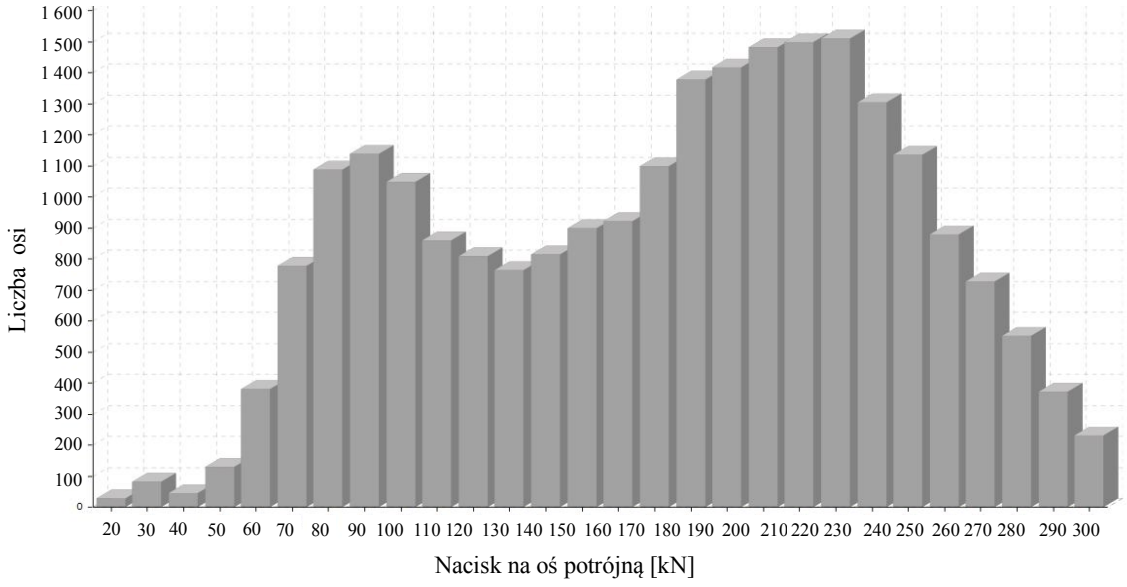
W celu wyznaczenia współczynników agresywności widm obciążeń osi pojedynczych, podwójnych i potrójnych, posłużono się kryteriami wymiarowania nawierzchni - wykorzystano kryterium najdokładniej zbadane i zweryfikowane, czyli kryterium spękań zmęczeniowych Instytutu Asfaltowego, które było wykorzystywane przy projektowaniu konstrukcji katalogowych.



Rys. 4. Rozkład nacisków osi pojedynczych zarejestrowanych w przekroju ul. Karkonoskiej, luty 2008 r.



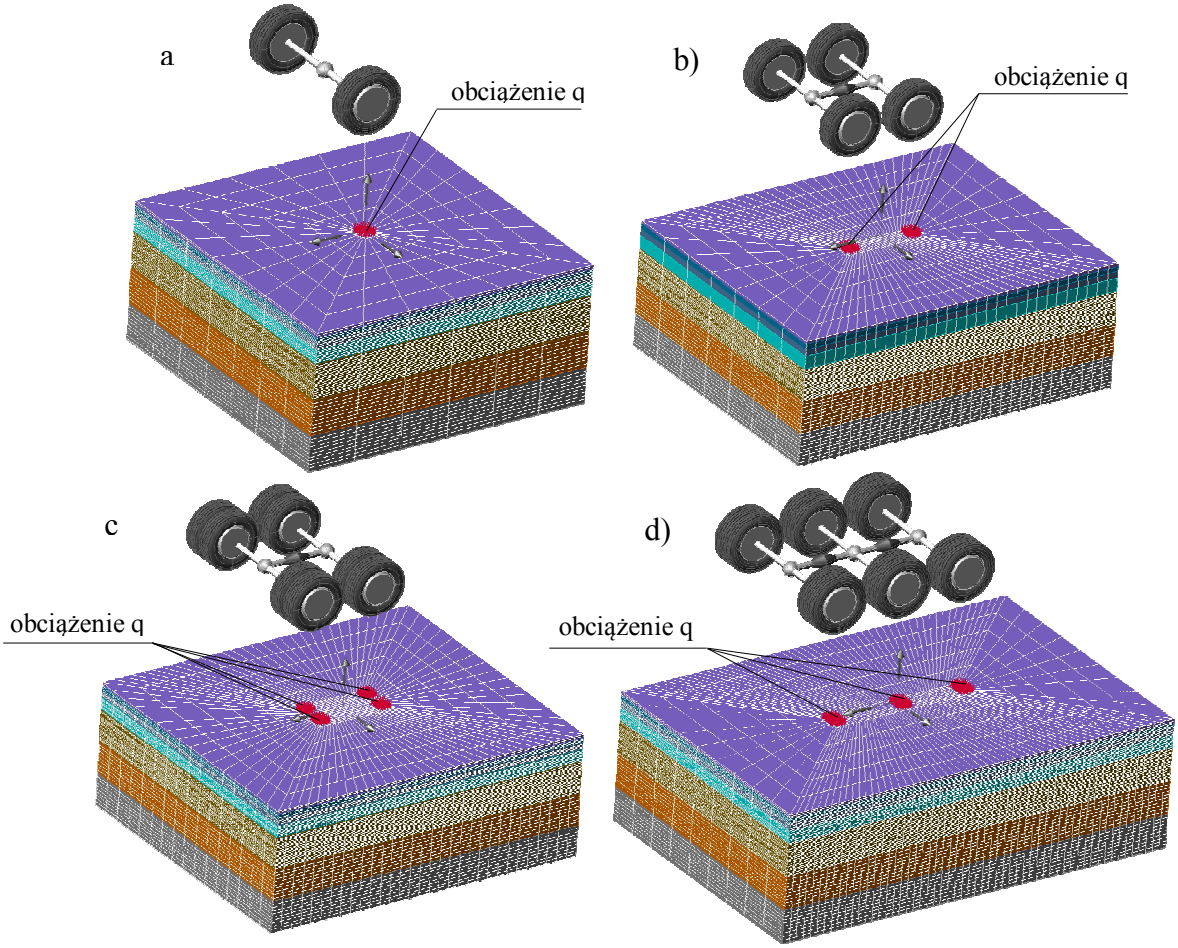
Rys. 5. Rozkład nacisków osi podwójnych zarejestrowanych w przekroju ul. Karkonoskiej, luty 2008 r.



Rys. 6. Rozkład nacisków osi potrójnych zarejestrowanych w przekroju ul. Karkonoskiej, luty 2008 r.

Dla wyznaczenia odkształceń i naprężeń wywoływanych przejściem danego tego typu osi, zbudowano modele obliczeniowe konstrukcji nawierzchni oparte na teorii sprężystości, składające się z warstw sprężystych położonych na półprzestrzeni sprężystej.

Przyjęto typową grubość warstw konstrukcji nawierzchni odpowiadającą obciążeniu ruchem na poziomie KR4 [3] oraz modele obliczeniowe odpowiadające typowemu ogumieniu stosowanemu na osiach pojedynczych, podwójnych i potrójnych w pojazdach ciężarowych. Jako typową oś pojedynczą przyjęto oś o kole pojedynczym i oponie o szer. 305mm, jako oś podwójną – dwie osie o kołach pojedynczych i oponach o szerokości 305mm i rozstawie kół 100cm oraz osie o kołach bliźniaczych i oponach o szerokości 305mm i rozstawie kół 100cm, a oś potrójną – trzy osie o kołach pojedynczych i oponach typu „Super Single" o szerokości 385mm i rozstawie kół 100cm. Modele obliczeniowe zostały zbudowane w systemie CosmosM wykorzystującym metodę elementów skończonych (MES) – rys. 7.



Rys.7. Modele obliczeniowe MES nawierzchni pod obciążeniem osiami: – pojedynczą o kołach pojedynczych, b) – podwójną o kołach pojedynczych, c) – podwójną o kołach bliźniaczych, d) – potrójną o kołach typu SuperSingle"[1].

Wymiary zewnętrzne modeli obliczeniowych ustalono w sposób doświadczalny na takim poziomie, aby sposób podparcia ścian bocznych modeli obliczeniowych nie miało wpływu na wielkości identyfikowanych maksymalnych odkształceń i naprężeń wywoływanych przyłożonym obciążeniem. Zamodelowano pełne podparcie podstawy (odebrano wszystkie stopnie swobody) oraz podparcia ścian bocznych typu łyżwa.

Obciążenie przykładano na powierzchni styku koła z nawierzchnią, a jego wartość wynosiła od 30 do 150 kN w przypadku osi pojedynczych i od 60 do 300 kN w przypadku osi wielokrotnych (założono równomierny sposób rozkładu obciążenia na poszczególne osie składowe). W celu uzyskania wymaganej dokładności obliczeń, sprawdzono również stopień

dyskretyzacji modeli, tj. stopień podziału modeli na elementy skończone w dwu płaszczyznach: poziomej i pionowej. Wyniki o zadowalającej dokładności i praktycznie stałej wartości uzyskiwanych odkształceń zarówno rozciągających jak i pionowych (różnice w uzyskiwanych wynikach wynosiły ok. 1%), uzyskano są przy podziale na elementy prostopadłościenne o grubości 1 cm i bokach 4 cm. W [1] szczegółowo opisano modele obliczeniowe.

W pierwszej kolejności, wyznaczono wartości szkód zmęczeniowych wywoływanych w nawierzchniach. Szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej osi obliczeniowej o obciążeniu 100 kN wynosi:

$$d_{100}^{obl} = \frac{1}{L_{100}^{obl}} \tag{1}$$

gdzie: L_{100}^{obl} - referencyjna liczba osi o obciążeniu 100kN powodująca zniszczenie naw.,

d_{100}^{obl} - szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej osi referencyjnej o obc. 100 kN.

Analogicznie, szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej dowolnej osi:

$$d_i^j = \frac{1}{L_i^j} \tag{2}$$

gdzie: L_i^j - liczba rzeczywistych osi „j" o obciążeniu „i", wywołująca zniszczenie naw.,

d_i^j - szkoda zmęczeniowa wywołana przejściem jednej osi rzeczywistej „j", o obciążeniu „i".

Zatem agresywność dowolnej osi „j" o obciążeniu „i", będzie się równać stosunkowi szkody zmęczeniowej wywołanej przejściem takiej osi rzeczywistej i szkody zmęczeniowej wywołanej przejściem jednej osi referencyjnej - porównawczej:

$$r_i^j = \frac{d_i^j}{d_{100}^{obl}} \rightarrow \quad r_i^j = \frac{L_{100}^{obl}}{L_i^j} \tag{3}$$

gdzie: r_i^j – współczynnik agresywności dowolnej osi „j" o obciążeniu „i".

Wyznaczone równania współczynników agresywności mają charakter potęgowy:

$$r = b \cdot P^{\alpha} \tag{4}$$

gdzie: r – współczynnik agresywności wyznaczony w odniesieniu do osi referencyjnej,
P – obciążenie osi [kN],
b – wsp. wyznaczony analitycznie z wykorzystaniem kryterium Instytutu Asfaltowego,
α – wykładnik potęgowy zależny od parametrów odkształceniowych (moduł sprężystości, współczynnik Poissona) przyjętych do opisu warstw konstrukcji nawierzchni.

Agresywność osi wielokrotnych (podwójnych i potrójnych), jest oczywiście równa sumie agresywności poszczególnych osi składowych. Również tutaj znajduje zastosowanie zasada superpozycji, ale odnosząca się nie do generowanych odkształceń i naprężeń, a do wywoływanych przez nie szkód zmęczeniowych. Wyznaczone równania współczynników agresywności osi zamieszczono w tab. 1.

Tablica 1. Współczynniki agresywności osi pojedynczych podwójnych i potrójnych , dla nawierzchni podatnych, w średniorocznym (wiosenno - jesiennym) okresie eksploatacji (P – obciążenie osi).

Model	Grubość warstw asfaltowych	Współczynnik agresywności osi
Oś pojedyncza	- war. ścieralna z bet. asf. – 5 cm - war. wiążąca z bet. asf. – 8 cm - podbudowa zasadnicza z bet. asf. – 10 cm - podbudowa pomocnicza z kruszywa łamanego stab. mech. lub tłucznia kamiennego – 20 cm	$r = (3{,}34798 \cdot 10^{-7}) \cdot P^{3{,}29100}$
Oś podwójna o kołach pojedynczych		$r = (8{,}40523 \cdot 10^{-8}) \cdot P^{3{,}29100}$
Oś podwójna o kołach bliźniaczych		$r = (1{,}80705 \cdot 10^{-8}) \cdot P^{3{,}29100}$
Oś potrójna		$r = (3{,}22327 \cdot 10^{-8}) \cdot P^{3{,}29100}$

W tab. 2 obliczono obciążenie osiami obliczeniowymi, dla ustalonych widm (rys. 4, 5 i 6) i współczynników agresywności (tab. 1).

Wyznaczone sumaryczne obciążenie na poziomie 3685 osi obliczeniowych, jest znacząco większe od wartości obliczonej dla wyznaczonej struktury rodzajowej pojazdów tj. L = 2686 osi/dobę/pas ruchu dla pojazdów o masie większej od 3,5 t oraz L = 3280 osi/dobę/pas ruchu dla pojazdów o masie całkowitej wiekszej od 6 t.

Warto zwrócić uwagę na fakt, że przy "klasycznym podejściu" (pomijaniu w obl. samochodów dostawczych) - niedoszacowanie agresywności ruchu sięga 37%. Przy ujęciu w obliczeniach wszystkich pojazdów ciężarowych (o masie przekraczającej 3.5 t), wartość ta maleje do 12%, ale takie precyzyjne wyliczenie agresywności ruchu możliwe jest tylko dzięki wykorzystaniu w obliczeniach wyników ważenia pojazdów na wagach WIM. W przeciwnym razie - gdy ocena obciążenia ruchem opiera się o pomiar manualny - ilościowy, błąd może być znaczny.

Tablica 2. Obciążenie ruchem dla ustalonych widm.

Osie pojedyncze				Osie podwójne						Osie potrójne			
P [kN]	Liczba osi na dobę	Wsp. agresywności osi r	Liczba osi obliczeniowych	P [kN]	Liczba osi na dobę	Wsp. agresywności osi r (oś o kołach pojedynczych)	Wsp. agresywności osi r (oś o kołach bliźniaczych)	Wsp. agresywności osi r (wartość średnia)	Liczba osi obliczeniowych	P [kN]	Liczba osi na dobę	Wsp. agresywności osi r	Liczba osi obliczeniowych
20	780	0,006	5	20	3	0,002	0	0,001	0	30	1	0,002	0
30	2939	0,024	71	30	158	0,006	0,001	0,0035	1	40	3	0,006	0
40	807	0,063	51	40	143	0,016	0,003	0,0095	1	50	1	0,013	0
50	614	0,131	80	50	43	0,033	0,007	0,02	1	60	4	0,023	0
60	682	0,238	162	60	30	0,06	0,013	0,0365	1	70	12	0,038	0
70	663	0,395	262	70	38	0,099	0,021	0,06	2	80	25	0,059	1
80	592	0,614	363	80	49	0,154	0,033	0,0935	5	90	35	0,087	3
90	470	0,904	425	90	56	0,227	0,049	0,138	8	100	37	0,123	5
100	309	1,279	395	100	53	0,321	0,069	0,195	10	110	34	0,168	6
110	203	1,75	355	110	49	0,439	0,094	0,2665	13	120	28	0,224	6
120	108	2,33	252	120	37	0,585	0,126	0,3555	13	130	26	0,292	8
130	41	3,032	124	130	29	0,761	0,164	0,4625	13	140	25	0,373	9
140	11	3,87	43	140	24	0,972	0,209	0,5905	14	150	26	0,468	12
150	2	4,856	10	150	23	1,219	0,262	0,7405	17	160	29	0,578	17
160	0	6,005	0	160	20	1,508	0,324	0,916	18	170	30	0,706	21
				170	17	1,841	0,396	1,1185	19	180	35	0,852	30
				180	15	2,222	0,478	1,35	20	190	44	1,018	45
				190	11	2,654	0,571	1,6125	18	200	46	1,205	55
				200	10	3,142	0,676	1,909	19	210	48	1,415	68
				210	6	3,69	0,793	2,2415	13	220	48	1,649	79
				220	4	4,3	0,924	2,612	10	230	49	1,909	94
				230	2	4,977	1,07	3,0235	6	240	42	2,196	92

				240	1	5,726	1,231	3,4785	3	250	37	2,511	93
				250	1	6,549	1,408	3,9785	4	260	28	2,857	80
				260	0	7,451	1,602	4,5265	0	270	23	3,235	74
				270	0	8,437	1,814	5,1255	0	280	18	3,647	66
										290	12	4,093	49
		Σ	2598					Σ	174			Σ	913
L = 3685 osi/dobę/pas													

4. PODSUMOWANIE

Przedstawione w pracy analizy wskazują, że przy określaniu szkodliwego wpływu przejeżdżających pojazdów na nawierzchnię można odstąpić od „pojęć" sylwetka pojazdu, grupa pojazdów, a w obliczeniach skoncentrować się na kolejnych osiach pojazdów pojawiających się w przekroju drogi. Wykorzystanie widm obciążeń osi pozwala na precyzyjną ocenę wpływu struktury ruchu na nośność nawierzchni drogowych. Widma obciążeń osi są „odporne" na wahania nacisków osi w poszczególnych sylwetkach pojazdów lub grup pojazdów, a z uwagi na to, że analizą objęty jest cały zakres występowania nacisków osi, to uzyskane wyniki najdokładniej odpowiadają rzeczywistemu oddziaływaniu pojazdów na nawierzchnię. Należy jeszcze zwrócić uwagę na praktyczność przedstawionej metody. Dla wyznaczonych rozkładów nacisków osi pojedynczych, podwójnych i potrójnych, przy ustalonych widmach obciążeń osi można dokładnie ocenić trwałość zmęczeniową nawierzchni oraz dobrać odpowiednią konstrukcję nawierzchni.

Piśmiennictwo

[1] Wardęga R.: „Wpływ struktury ruchu na nośność nawierzchni drogowych", Raport serii PRE 2/2006. Praca Doktorska. Inst. Inżynierii Lądowej, Politechnika Wrocławska 2006.
[2] Szydło A, Wardęga R.: „Identyfikacja obciążeń nawierzchni drogowych na podstawie ważenia pojazdów w ruchu", 54 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu nauki PZiTB, Krynica 2008.
[3] Dz.U. RP. Nr 43, poz. 430, z dnia 14 maja 1999 r. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

PAVEMENT LOAD SPECTRA

Summary

The article presents axle load spectra obtained from the WIM measurement system and the methodology used in pavement structure design, in determination of the number of ESAL in particular. Aggressiveness coefficients were calculated for the presented spectra – distribution of axle loads for single, double and triple axles. The values obtained were compared with the current method which uses conversion factors of vehicles profiles in ESAL. The differences between the presented methods, their advantages and disadvantages were discussed.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marta WASILEWSKA[1]
Władysław GARDZIEJCZYK[2]
Politechnika Białostocka

ANALIZA ILOŚCIOWA I JAKOŚCIOWA ZMIAN MIKROTEKSTURALNYCH POWIERZCHNI KRUSZYWA STOSOWANEGO DO WARSTWY ŚCIERALNEJ

STRESZCZENIE

Zmiany mikrotekstury, które zachodzą na powierzchni ziaren w rzeczywistych warunkach ruchu, są związane z odpornością na czynniki polerujące kruszywa stosowanego do warstwy ścieralnej. Mają one wpływ na właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni drogowych, a tym samym na bezpieczeństwo ruchu samochodowego. Metodą pośrednią oceny mikrotekstury nawierzchni jest wskaźnik polerowalności kruszywa PSV (Polished Stone Value), określany zgodnie z normą PN-EN 1097-8:2009. W artykule przedstawiono analizę zmian mikroteksturalnych na podstawie oceny ilościowej i jakościowej obrazów cyfrowych powierzchni kruszywa, wykonanych pod mikroskopem optycznym i skaningowym w poszczególnych etapach polerowania.

SŁOWA KLUCZOWE: kruszywo, wskaźnik PSV, mikrotekstura, analiza obrazu

1. WPROWADZENIE

Właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni drogowych są związane z charakterystyką warstwy ścieralnej, teksturą, okresem jej eksploatacji oraz rodzajem zastosowanych materiałów. Ich miarą jest współczynnik tarcia, określany jako stosunek wypadkowej siły tarcia wytwarzanej między hamowanym kołem urządzenia pomiarowego a nawierzchnią drogi, do nacisku koła na drogę. Jest on ściśle powiązany z występowaniem trzech stref w płaszczyźnie kontaktu opony z nawierzchnią (tzw. zjawisko aquaplaningu) [1]. Powierzchnie tych stref zależą od geometrycznego opisu nierówności nawierzchni, tzn. od jej makrotekstury i mikrotekstury. Makrotekstura warstwy ścieralnej, czyli nierówności w zakresie fal o długości 0,5 – 50mm, odpowiada za zmniejszenie klina wodnego, który powstaje w strefie kontaktu opony z nawierzchnią. Natomiast dzięki mikronierównościom o długości fal poniżej 0,5mm, dochodzi do przerwania filmu wodnego na styku opony z powierzchnią jezdni i powstania strefy suchego kontaktu. Oznacza to, że aby zagwarantować wymaganą wartość współczynnika tarcia, amplituda

[1] marta.wasilewska@pb.edu.pl
[2] w.gardziejczyk@pb.edu.pl

mikronierówności powinna być możliwie wysoka, a to zależy od charakterystyki kruszywa zastosowanego w warstwie ścieralnej [1, 2].

W rzeczywistych warunkach ruchu woda i drobne cząstki mineralne pod wpływem opon samochodowych polerują wystające ziarna kruszywa, przyczyniając się do śliskości nawierzchni. Proces polerowania ziaren kruszywa odbywa się głównie wiosną i latem, a w okresie zimowym następuje regeneracja mikrotekstury ich powierzchni [1, 3]. Pośrednią metodą oceny mikrotekstury nawierzchni jest wskaźnik polerowalności PSV (Polished Stone Value) kruszyw stosowanych do warstwy ścieralnej, określany zgodnie z normą PN-EN 1097-8:2009 *„Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 8: Oznaczenie polerowalności”*. Jego wartość zależy od charakterystyki petrograficznej skały z jakiego wyprodukowano kruszywo (twardość minerałów, struktura, tekstura, stopień zwietrzenia). Na postawie wskaźnika PSV trudno jest opisać przyczyny zmian zachodzących na powierzchni kruszywa w trakcie jego polerowania. Wyniki badań [2] pokazują, że dopiero bezpośrednia ocena mikrotekstury z wykorzystaniem specjalistycznych profilografów umożliwia szczegółową analizę i wyjaśnienie zachodzących zjawisk na powierzchni kruszywa.

W ostatnich latach, wraz z rozwojem technik komputerowych i optoelektronicznych, do opisu mikrotekstury wykorzystywane są także metody stereoskopowe [4, 5]. Na podstawie przetwarzania obrazów cyfrowych jest możliwe wykonanie szczegółowych analiz powierzchni. Obraz cyfrowy może być przedmiotem szeregu przekształceń, których nadrzędnym celem jest wizualna poprawa jego jakości oraz pozyskanie informacji. Analiza obrazów polega na wyznaczeniu charakterystyk liczbowych, nazywanych deskryptorami, które są obliczane na podstawie wartości różnorodnych cech statystycznych dla zbioru pikseli, które tworzą obrazy cyfrowe. Najczęściej są stosowane opisy za pomocą metod statystycznych I rzędu. Do bardziej złożonych metod analiz obrazów teksturowych należą: analiza Fourier’a; analiza Falkowa; wyznaczanie wymiarów fraktalnych; analiza syntaktyczna; analizy z wykorzystaniem sieci neuronowych oraz inne podejścia (cechy Julesz’a; filtry Gabora; dekompozycja na wartości osobliwe (SVD) [6, 7]. Metody te są wykorzystywane w wielu dziedzinach nauki między innymi w metalografii, krystalografii, trybologii, geologii, medycynie.

W artykule przedstawiono analizę zmian mikroteksturalnych w procesie polerowania na podstawie oceny ilościowej i jakościowej obrazów cyfrowych powierzchni kruszywa, wykonanych pod mikroskopem optycznym i skaningowym.

2. PROGRAM I METODA BADANIA

Do badań wytypowano kruszywa różniące się wskaźnikiem polerowalności PSV: dolomitowe (PSV 43), granodiorytowe (PSV 49), gabrowe (PSV 55), polodowcowe (PSV 52), z piaskowca kwarcytowego (PSV 58), z żużla stalowniczego (PSV 57) i z bazaltu oliwinowego (PSV 52). Oceny zmian mikroteksturalnych na powierzchni ziaren badanych kruszyw dokonano w oparciu o obrazy cyfrowe wykonane w poszczególnych etapach polerowania pod mikroskopem optycznym i skaningowym.

Zarówno przygotowanie próbek jak i ich polerowanie wykonano zgodnie z normą PN-EN 1097-8:2009. Dla każdego rodzaju kruszywa wykonano po cztery próbki analityczne, które były polerowane w niezależnych cyklach w aparacie do przyspieszonego polerowania. Proces polerowania każdej próbki trwał 6 godzin z podziałem na I fazę ze ścierniwem korundowym frakcji 300/600 μm i wodą oraz II fazę z proszkiem korundowym frakcji mniejszej od 53μm i wodą. W celu ustalenia zmian mikroteksturalnych w czasie polerowania dokonywano rejestracji obrazów powierzchni pod mikroskopem optycznym i skaningowym przed polerowaniem, po 3 godzinach (I faza) oraz po 6 godzinach polerowania (II faza). Dla każdej próbki w losowo wybranych miejscach zrobiono po 30 zdjęć na każdym etapie polerowania.

Z uwagi na różnice w procesach powstawania obrazów, nie było możliwe aby uzyskane

obrazy powierzchni z mikroskopu optycznego i skaningowego były wykonane w tym samym powiększeniu. W mikroskopie optycznym głębia ostrości jest limitowana kątem rozwarcia pomiędzy skrajnymi promieniami wychodzącymi z obiektywu. Dla dużych powiększeń kąt ten jest większy a głębia ostrości mniejsza, co w konsekwencji daje obrazy o słabej jakości. Stosując większe powiększenia przy obserwacjach badanej powierzchni kruszyw, zauważono, że duże fragmenty obrazu były nieostre. Natomiast, aby obrazy powierzchni różnych kruszyw w poszczególnych fazach polerowania, mogły stanowić podstawę do dalszych analiz, musiały być wykonywane w tych samych warunkach akwizycji. Optymalnym powiększeniem, przy którym uzyskano najlepszą jakość obrazu, było powiększenie x3,2. Obrazy o wielkości 696x520 pikseli zapisywano w formacie SPE. Łącznie wykonano i opisano około 2500 obrazów.

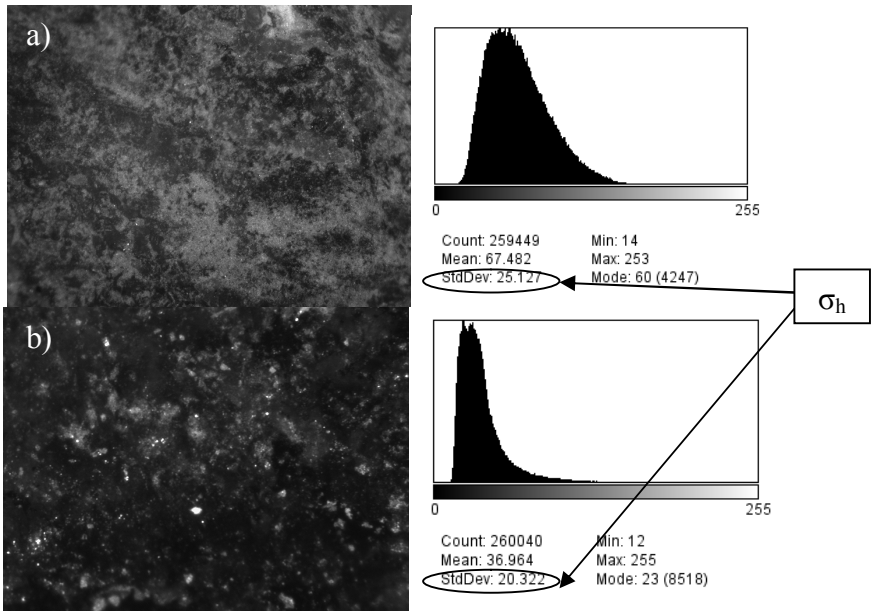
W mikroskopie skaningowym obraz jest konstruowany na bazie sygnałów emitowanych przez próbkę. Światło widzialne jest zastąpione wiązką elektronów przyspieszonych pod wpływem silnego pola elektrycznego. Wiązka elektronów analizuje próbkę powierzchni, skanując wybrany obszar powierzchni linia po linii. W mikroskopie skaningowym nie ma bezpośredniej zależności pomiędzy głębią ostrości i powiększeniem. Powiększenie definiuje się jako stosunek wymiarów liniowych obszaru skanowania oglądanego na ekranie do odpowiadających im wymiarów liniowych analizowanego obszaru na próbce. Proces powstawania obrazu w mikroskopie skaningowym uniemożliwił uzyskanie mniejszej skali, a powiększenie x200 stanowiło kompromis pomiędzy zachowaniem stałych warunków akwizycji obrazu dla poszczególnych powierzchni kruszyw, a ich jakością. Przyczyniają się do tego zaburzenia w dystrybucji elektronów, które mogą być traktowane jako integralne błędy metody, ponieważ są powodowane przez różne cechy morfologii lub topografii powierzchni próbki. Błędy te mogą stanowić istotne ograniczenie w analizie porównawczej powierzchni kruszyw o zróżnicowanym składzie chemicznym, w oparciu o parametry ilościowe otrzymane na podstawie obrazów. Przy takim powiększeniu, prawdopodobieństwo rejestracji zmian, które zachodzą na fragmencie powierzchni pojedynczego minerału było bardzo duże.

W związku z powyższym do analizy ilościowej zmian mikroteksturalnych przyjęto obrazy uzyskane z mikroskopu optycznego, natomiast obrazy wykonane pod mikroskopem skaningowym zostały wykorzystane do analizy jakościowej.

Każdy obraz z mikroskopu optycznego konwertowano do postaci 8 – bitowych obrazów czarno-białych, tzn. reprezentowanych przez 256 odcieni szarości (wartość 0 oznacza kolor czarny, a wartość 255 - kolor biały). W związku z tym cyfrowy obraz powierzchni kruszywa jest macierzą liczb, będących odzwierciedleniem stanu odbicia światła od tej powierzchni. Statystyczny rozkład występowania w obrazie cyfrowym poszczególnych poziomów jasności nazywany jest histogramem wzmocnień. Poszczególne wartości na histogramie oznaczają liczbę występujących w obrazie pikseli o danej jasności. Stosowane oprogramowanie umożliwiało wykonanie histogramu obrazu oraz wyznaczenie na jego podstawie parametrów statystycznych (wartości średniej poziomu jasności, odchylenia standardowego, mediany, największej i najmniejszej wartości poziomu jasności oraz całkowitej liczby pikseli).

Za miarę nierówności mikroteksturalnych przyjęto wartość odchylenia standardowego σ_h, odczytaną z histogramu wzmocnień dla obrazu cyfrowego badanej powierzchni. Analiza wyników w oparciu o nieparametryczny test Kruskala – Wallisa, wykazała, że wartości parametru σ_h obrazów wykonanych pod mikroskopem optycznym, dla k próbek kruszyw z tego samego rodzaju skały, na tym samym etapie polerowania, nie wykazują statystycznie istotnych różnic. Szczegóły powyższych analiz są przedstawione w pracy [8].

Na rysunku 1 przedstawiono przykładowe obrazy powierzchni kruszywa bazaltowego przed polerowaniem i po polerowaniu wraz z ich histogramami.



Rys. 1. Przykładowe obrazy z mikroskopu optycznego kruszywa bazaltowego i ich histogramy a) przed i b) po polerowaniu

3. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

W tablicy 1 podano podstawowe statystyki opisowe (średnie, mediany, minimum i maksimum, dolny i górny kwartyl, rozstęp kwartylowy, odchylenie standardowe, współczynnik zmienności), obliczone dla parametrów σ_h wyznaczonych na podstawie obrazów powierzchni kruszyw wykonanych pod mikroskopem optycznym w poszczególnych etapach polerowania. Na rysunku 2 przedstawiono średnie wartości odchyleń standardowych $\bar{\sigma}_h$.

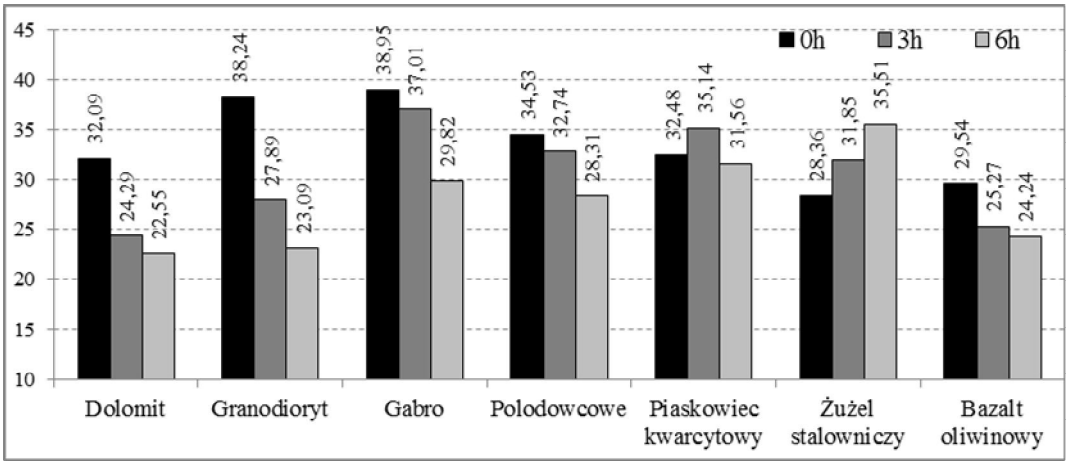
Analizując ustalone wartości $\bar{\sigma}_h$, przed polerowaniem, należy stwierdzić, że mikrotekstura powierzchni zależy od struktury skały oraz od właściwości mechanicznych minerałów (stopnia łupliwości minerałów lub jego braku, tzw. przełamu). Najbardziej zróżnicowaną rzeźbą mikronierówności charakteryzują się kruszywa ze skał o jawnokrystalicznej strukturze – gabro i granodioryt. Świadczą o tym najwyższe przed polerowaniem otrzymane wartości średnie $\bar{\sigma}_h$ – gabro (38,95) i granodioryt (38,24). Wykrystalizowane minerały z widocznymi ostrymi krawędziami powstałymi na skutek nieregularnych pęknięć wzdłuż pewnych, stałych dla kryształów kierunków krystalograficznych, wpływają na zróżnicowaną makroteksturę powierzchni ziarna kruszywa. Natomiast najniższe wartości $\bar{\sigma}_h$ uzyskano dla kruszywa z bazaltu (29,54) i żużla stalowniczego (28,36). W obu przypadkach na wielu obrazach można zaobserwować bezpostaciową masę skalną, charakterystyczną dla skał o strukturze szklistej lub częściowokrystalicznej. Taką przykładową powierzchnię kruszywa bazaltowego przed polerowaniem pokazano powyżej na rysunku 1.

W czasie polerowania rzeźba mikronierówności na powierzchni ziarna kruszywa ulega zmianom charakterystycznym dla danego rodzaju skały. Najczęściej cytowane teorie polerowania się materiałów skalnych, dotyczą ścierania się mikroskopijnych cząstek oraz ścierania się mikroskopijnych cząstek na powierzchni ziarna w powiązaniu z deformacją przestrzenną sieci krystalicznej minerałów [3].

Tablica 1. Podstawowe statystyki opisowe

Rodzaj kruszywa	Faza polerowania	$\bar{\sigma}_h$	Mediana	Minimum	Maksimum	Dolny kwartyl	Górny kwartyl	0dchylenie standardowe	Rozstęp kwartylowy	Współczynnik zmienności
Dolomit	0	32,09	31,71	23,97	57,66	29,82	33,82	3,99	4,00	12,44
	I	24,29	23,89	17,81	42,92	21,34	25,93	4,10	4,60	16,90
	II	22,55	22,81	9,43	46,37	17,70	26,29	6,71	8,59	29,76
Granodioryt	0	38,24	37,96	27,41	58,91	36,62	40,67	3,78	4,05	9,90
	I	27,89	26,75	17,61	53,84	22,24	30,67	7,87	8,43	28,22
	II	23,09	22,57	5,54	41,70	17,58	27,08	7,39	9,49	32,01
Gabro	0	38,95	38,20	25,71	56,54	34,90	42,86	5,85	7,96	15,01
	I	37,01	35,63	19,83	62,42	30,16	41,36	9,39	11,20	25,38
	II	29,82	30,45	10,03	54,26	23,22	35,12	8,57	11,89	28,73
Polodowcowe	0	34,53	33,74	26,11	52,24	31,43	37,66	4,55	6,23	13,18
	I	32,74	31,56	15,97	65,47	24,78	39,41	9,78	14,63	29,88
	II	28,31	28,06	8,97	46,31	22,18	33,56	7,45	11,38	26,33
Piaskowiec kwarcytowy	0	32,48	32,03	26,01	44,36	30,53	33,94	2,88	3,41	8,88
	I	35,14	33,30	20,07	71,10	28,51	40,42	10,25	11,91	29,17
	II	31,56	31,48	20,82	46,97	27,93	35,77	5,23	7,84	16,56
Żużel stalowniczy	0	28,36	27,53	20,19	44,58	24,89	30,64	4,67	5,75	16,47
	I	31,85	32,54	15,14	49,42	27,77	36,54	6,81	8,77	21,37
	II	35,51	35,75	16,84	57,79	27,13	43,71	10,26	16,58	28,90
Bazalt oliwinowy	0	29,54	29,36	23,67	46,47	27,57	30,68	3,27	3,12	11,07
	I	25,27	23,83	15,94	44,63	21,28	27,55	6,27	6,27	22,87
	II	24,24	23,36	7,90	45,31	19,15	29,43	7,22	10,28	29,79

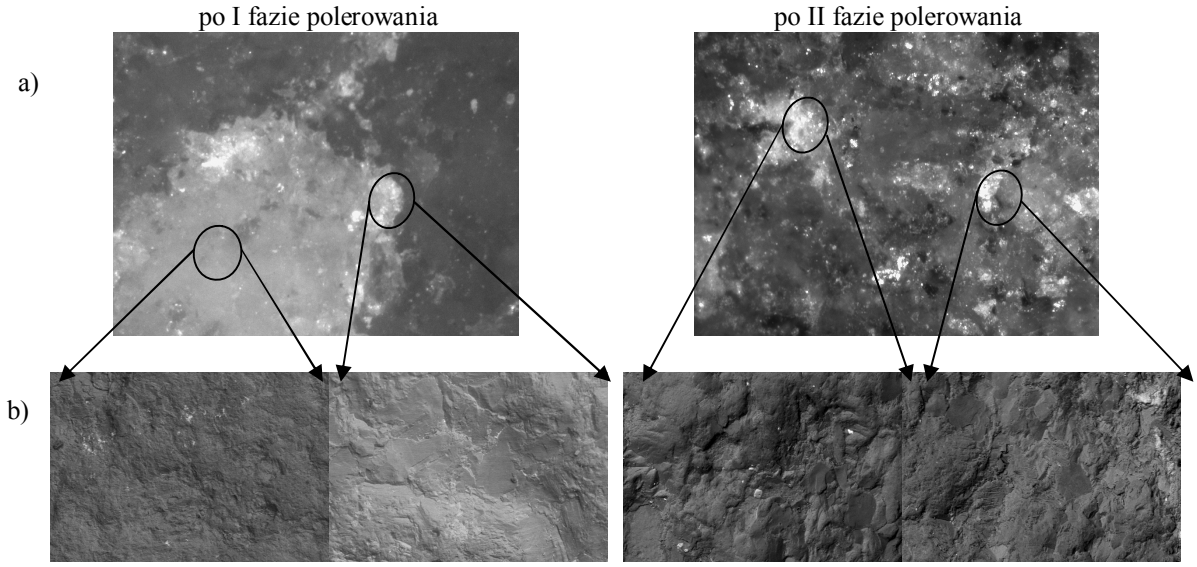
W I fazie polerowania na koło z próbkami jest dozowane ścierniwo korundowe, które ma symulować zjawisko ścierania. Zauważono, że kruszywa w skład których wchodziły minerały o podobnej twardości (granodioryt, dolomit, bazalt) poddawały się bardziej polerowaniu, pomimo warunków sprzyjających ścieraniu. Świadczą o tym najwyższe procentowe wartości spadku $\bar{\sigma}_h$ odnotowane dla tych kruszyw (tab. 2). Na obrazach z mikroskopu optycznego jak i skaningowego poza śladami ścierania, można zauważyć, że ich powierzchnie zostały również wygładzone, a krawędzie niektórych minerałów zmieniły swój pierwotny kształt. W szczególności na obrazach granodiorytu i dolomitu, różnice na krawędziach poszczególnych minerałów, wynikają ze zmiany w sieci krystalograficznej (rys. 3 a).



Rys. 2. Średnie wartości odchyleń standardowych $\bar{\sigma}_h$ w procesie polerowania

Tablica 2. Zestawienie procentowych spadków średnich wartości σ_h pomiędzy etapami polerowania

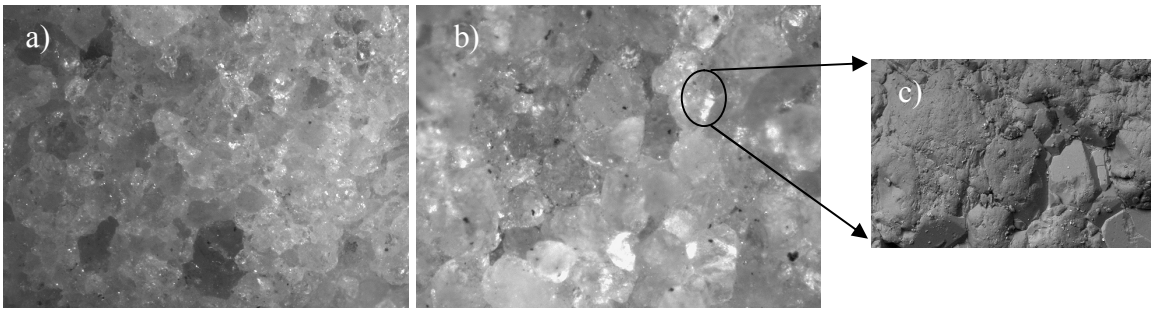
Rodzaj kruszywa	po I fazie	pomiędzy I a II fazą	po II fazie
Dolomit	23,4	8,2	29,7
Granodioryt	27,1	17,2	39,6
Gabro	5,0	19,4	23,4
Polodowcowe	5,2	13,5	18,0
Piaskowiec kwarcytowy	-8,2*)	10,2	2,8
Żużel stalowniczy	-12,3*)	-11,5*)	-25,2*)
Bazalt oliwinowy	14,5	4,1	17,9
*) – ujemne wartości oznaczają zwiększenie mikronierówności			



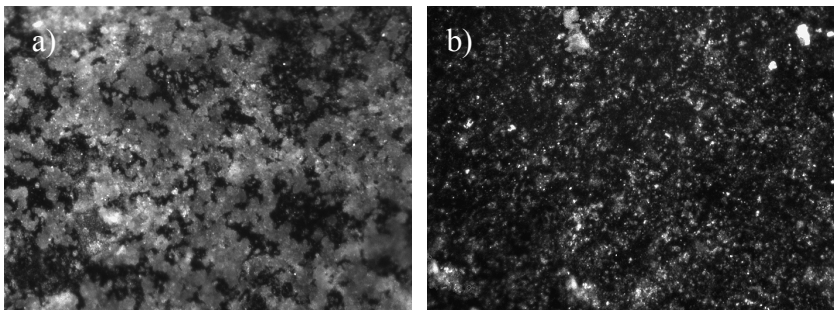
Rys. 3. Porównanie zmian mikrotekstury kruszywa granodiorytowego w fazie polerowania na podstawie obrazów a) z mikroskopu optycznego, b) z skaningowego

Regeneracja mikrotekstury, czyli jej powrót do rzeźby pierwotnej, ma miejsce w przypadku piaskowca kwarcytowego oraz żużla stalowniczego. W przypadku piaskowca kwarcytowego w I fazie na powierzchni tych ziaren na skutek ścierania dochodziło do wyrywania ziaren kwarcu z miękkiego mastyksu i następowała regeneracja mikronierówności. Potwierdzają to wyższe średnie wartości $\overline{\sigma_h}$ = 35,14, w stosunku do wartości z przed polerowania $\overline{\sigma_h}$ = 32,48 Natomiast w II fazie polerowaniu ulegają jedynie powierzchnie ziaren kwarcu (rys. 4 b) i c)). Dowodem tego zjawiska jest niewielki spadek średniej wartości na zakończenie II fazy polerowania - 2,8% (tab. 2).

W przypadku żużla stalowniczego średnie wartości $\overline{\sigma_h}$ wykazują tendencję rosnącą wraz z postępem polerowania. Jest to związane z porowatą strukturą i dużą twardością tego materiału (8-9 według skali Mohsa). Traktując pory jako minerał o twardości równej 0, żużel stalowniczy odznacza się bardzo dużym zróżnicowaniem pod względem twardości, co prowadzi do dużej odporności na polerowanie. Powierzchnie ziaren z żużla charakteryzują się dużą niejednorodnością i na tej samej próbce są widoczne szkliste, wypolerowane miejsca (rys. 5 a) oraz miejsca z widoczną porowatą strukturą (rys.5 b)). Potwierdzają to także najwyższe wartości odchylenia standardowego z σ_h (10,26) oraz rozstępu kwartylowego (16,58) po polerowaniu.



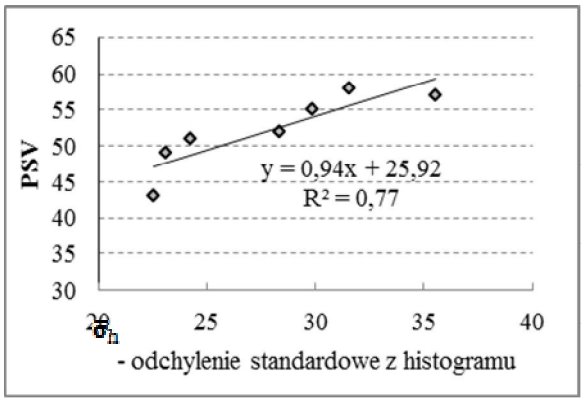
Rys. 4. Porównanie obrazów z mikroskopu optycznego kruszywa z piaskowca kwarcytowego: a) przed polerowaniem, b) po polerowaniem, c) obrazy z mikroskopu skaningowego



Rys. 5.Obrazy z mikroskopu optycznego kruszywa z żużla stalowniczego po polerowaniu a) powierzchnia szklista, b) powierzchnia porowata

Należy również zauważyć, że współczynniki zmienności dla wszystkich rodzajów kruszyw są większe po I i II fazie w porównaniu z wynikami dotyczącymi obrazów przed polerowaniem (tab. 1). Jest to dowód na to, że proces polerowania nie zachodzi równomiernie na całej powierzchni ziarna, a tylko na niektórych jego obszarach. Analizując obrazy zaobserwowano, że są powierzchnie z widocznymi zmianami w sieci krystalograficznej oraz powierzchnie z nienaruszoną mikroteksturą. Świadczy o tym rozstęp pomiędzy wartościami minimalnymi i maksymalnymi, jak i rozstęp kwartylowy. Wraz z procesem polerowania zakres rozstępu się powiększa, głównie z uwagi na minimalne wartości σ_h. Oznacza to, że ze względu na kształt kruszywa, zjawisko polerowania zachodzi z różną intensywnością na jego powierzchni.

W ramach prowadzonych badań stwierdzono także dobrą korelację pomiędzy wskaźnikiem PSV i parametrem $\overline{\sigma}_h$ po II fazie polerowania w odniesieniu do badanych kruszyw (rys. 6).



Rys. 6. Zależności pomiędzy wskaźnikiem PSV a $\overline{\sigma}_h$ odchyleniem standardowym z histogramu wzmocnień

4. PODSUMOWANIE

Ocena zmian mikroteksturalnych w oparciu o analizę cyfrowych obrazów powierzchni kruszyw wykonanych pod mikroskopem optycznym i skaningowym umożliwia dokładną interpretację zjawisk zachodzących pod wpływem czynników polerujących. Ustalono, że odchylenie standardowe σ_h otrzymane z histogramu wzmocnień obrazów powierzchni kruszyw z mikroskopu optycznego może być podstawą do ilościowej oceny zmian mikroteksturalnych zachodzących na powierzchni kruszyw w czasie polerowania. Jakościowa i ilościowa analiza obrazów ziaren kruszywa drogowego, w etapach polerowania wykazała, że zmiany mikroteksturalne powierzchni są ściśle związane z charakterystyką petrograficzną skały z jakiego wyprodukowano kruszywo. Wykorzystując narzędzia regresji liniowej potwierdzono dobrą zależności pomiędzy wskaźnikami PSV a σ_h otrzymanymi na podstawie obrazów z mikroskopu optycznego. Wyniki badań wykazały, że z punktu widzenia odporności na polerowanie bardzo dobrym materiałem są kruszywa z piaskowca kwarcytowego, z żużla stalowniczego oraz gabra, a najgorszym - kruszywa z dolomitu i granodiorytu i wskazały co jest tego przyczyną.

Piśmiennictwo

[1] Kokkalis A.G., Panagouli O.K.: Fractl evaluation of pavement skid resistance variations. I: Surface Wetting. Chaos, Solitons and Fractals, Vol. 9, No 11, 1998, s. 1875-1890.
[2] Slimane A. B., Khoudeir M., Brochard J., Do M.-T.: Characterization of road microtexture by means of image analysis. Wear, Vol. 264, 2008, s. 464-468
[3] Roe P. G., Hartshorne S. A. The Polished Stone Value of aggregates and in-service skidding resistance″. TRL Report 322, United Kingdom, 1998
[4] Huang Ch.: Texture characteristics of unpolished and polished aggregate surface. Tribology International Vol. 43, 2010, s. 188-196
[5] Ryś J.: Stereologia materiałów. Kraków, Fotobit Design, 1995.
[6] Rudnicki Z.: Wybrane metody przetwarzania i analizy cech obrazów teksturowych Informatyka w Technologii Materiałów, nr 1, tom 2, 2002.
[7] Zawada-Tomkiewicz A.: Analiza obrazu powierzchni obrobionej do celów estymacji parametrów tej powierzchni, Acta Mechanica et Automatica, Vol. 1, No 2, 2007.
[8] Wasilewska M.: Wpływ charakterystyki kruszyw na właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni drogowych. Rozprawa doktorska. Politechnika Białostocka, 2010.

QUANTITATIVE AND QUALITATIVE ANALYSIS OF MICROTEXTURE CHANGES OF AGGREGATE SURFACE APPLIED FOR WEARING COURSE

Summary

Changes of microtexture that occur on the surface of the grains in the actual traffic conditions are associated with the resistance of polishing aggregates used for wearing course. These changes affect the skid resistance of road pavement, and hence safety of road traffic. An indirect method of assessing pavement microtexture is PSV (Polished Stone Value), which have been used in compliance with PN-EN 1097-8: 2009. The article provides an analysis of microtexture changes on the basis of assessment of quantitative and qualitative digital images of surface of aggregates, taken under the optical and scanning microscope in polishing stages.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Jarosław WILANOWICZ[1]
Wojciech GRABOWSKI[2]
Marta ANDRZEJCZAK[3]
Politechnika Poznańska

WŁAŚCIWOŚCI STRUKTURALNE I FUNKCJONALNE POPIOŁÓW LOTNYCH JAKO WYPEŁNIACZY DO MIESZANEK MINERALNO – ASFALTOWYCH

STRESZCZENIE

Praca przedstawia wyniki badań cech strukturalnych i właściwości funkcjonalnych popiołów lotnych z elektrowni opalanej węglem brunatnym. Głównym celem pracy jest poznanie właściwości strukturalnych i funkcjonalnych popiołów lotnych z punktu widzenia możliwości zastosowania ich jako wypełniaczy do mieszanek mineralno – asfaltowych (MMA). Analiza wyników badań m.in. uziarnienia, powierzchni właściwej, zawartości wolnych przestrzeni oraz przyrostu temperatury mięknienia wg „PiK" wykazała, że analizowane popioły lotne nie spełniają wymagań jako wypełniacze do MMA, powodują zbyt duże oddziaływanie usztywniające. Rezultaty badań wykazały też, że popioły te, jako wypełniacze mieszane, mogą spełniać wymagania stawiane wypełniaczom do MMA.

SŁOWA KLUCZOWE: popiół lotny, wypełniacz, cechy strukturalne, właściwości funkcjonalne, zaczyn asfaltowy

1. WPROWADZENIE

Wykorzystanie w budownictwie drogowym ubocznych produktów spalania (UPS), jakimi są popioły lotne, ma wiele zalet, głównie związanych z istotnym zmniejszeniem kosztów zakupu surowca, ochroną zasobów naturalnych kruszyw, a szczególnie skuteczną próbą redukcji gromadzących się odpadów przemysłowych.

Istnieje bogata literatura techniczna dotycząca wykorzystania popiołów lotnych w budownictwie drogowym [1, 2, 5, 7, 9, 10], jako materiału do budowy nasypów drogowych, jako dodatku do stabilizacji gruntów, dodatków poprawiających właściwości kruszyw, zastosowań do hydraulicznych spoiw drogowych oraz podbudów z betonu popiołowego.

[1] jaroslaw.wilanowicz@put.poznan.pl
[2] wojciech.grabowski@put.poznan.pl
[3] marta.andrzejczak@put.poznan.pl

Prace [4, 5, 6, 8] mówią o próbach zastosowania popiołów lotnych jako wypełniacza do MMA. W pracy [6] wykazano, że dodatek popiołu lotnego, łącznie z destruktem gumowym, istotnie poprawia właściwości asfaltów. W pracy [8] wykazano, że dodatek popiołu lotnego zwiększa stabilność i podwyższa zawartość wolnych przestrzeni w MMA w porównaniu z wynikami uzyskanymi dla próbki referencyjnej. Brak w tych pracach szczegółowych informacji dotyczących wpływu popiołów lotnych na zmiany właściwości lepiszczy asfaltowych z ich udziałem. Także brak szczegółowych danych dotyczących wpływu popiołów lotnych na właściwości MMA, w których zastosowano jako wypełniacz popiół lotny. Brakuje analiz porównawczych właściwości MMA z udziałem popiołów lotnych oraz tradycyjnie stosowanych wypełniaczy mineralnych.

Brak źródłowej wiedzy na temat wpływu popiołów lotnych na zmiany właściwości lepiszczy asfaltowych z ich udziałem oraz wpływu popiołów lotnych na cechy MMA był inspiracją do zaplanowania i wykonania badań przedstawionych w niniejszym referacie.

2. CEL I ZAKRES PRACY

Praca przedstawia wyniki badań cech strukturalnych i właściwości funkcjonalnych popiołów lotnych z elektrowni opalanej węglem brunatnym. Głównym celem pracy jest poznanie właściwości strukturalnych i funkcjonalnych popiołów lotnych, z punktu widzenia możliwości zastosowania ich jako wypełniaczy do MMA.

Przedmiotem badań i analiz były 4 próbki popiołów lotnych o zróżnicowanym uziarnieniu o symbolach: PB-1, PB-2, PB-3 oraz PB (materiał wyjściowy). Dla przeprowadzenia analiz porównawczych przygotowano dodatkowe próbki: mieszankę popiołowo – wapienną (próbka P-W), referencyjny wypełniacz wapienny W oraz pył melafirowy M.

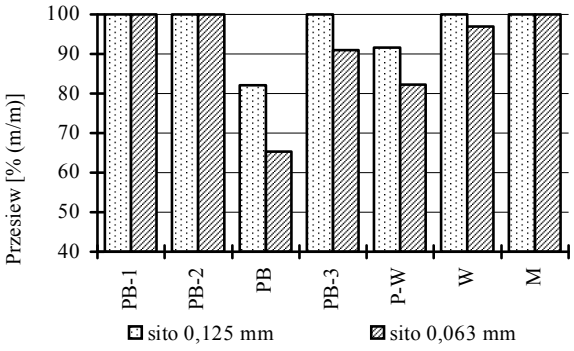
3. BADANIA CECH STRUKTURALNYCH I WŁAŚCIWOŚCI FUNKCJONALNYCH

Program badań obejmował:

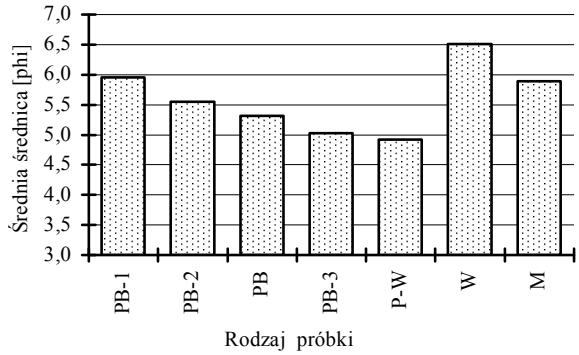
a) Analizę cech strukturalnych wypełniaczy mineralnych takich jak:
   - Uziarnienie (przesiewanie w strumieniu powietrza) wg PN-EN 933-10 [11].
   - Skład granulometryczny metodą Prószyńskiego wg PN-R-04032 [12].
   - Powierzchnia właściwa wg PN-EN 196-6 [13] *(wg Blaine'a)*.
   - Zawartość wolnych przestrzeni wg PN-EN 1097-4 [14] *(wg Rigden'a)*.
   - Wskaźnik błękitu metylenowego wg PN-EN 933-9 [15].
b) Analizę właściwości funkcjonalnych wypełniaczy mineralnych takich jak:
   - Koncentracja objętościowa ziaren wg PN/S-96505 [16].
   - Wskaźnik aktywności wg PN/S-96505 [16].
   - Przyrost temperatury mięknienia zaczynu asfaltowego wg PN-EN 13179-1 [17].
c) Obliczenie koncentracji objętościowej „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym oraz grubości błonki „asfaltu związanego" na powierzchni ziaren mineralnych [18, 19].

Uziarnienie analizowanych próbek przedstawione na rys. 1 spełnia, z wyjątkiem popiołu lotnego PB (próbki wyjściowej), wymagania techniczne [20]. Próbka PB charakteryzuje się zbyt małą zawartością frakcji < 0,125 mm (przesiew < 85%) oraz frakcji < 0,063 mm (< 70%).

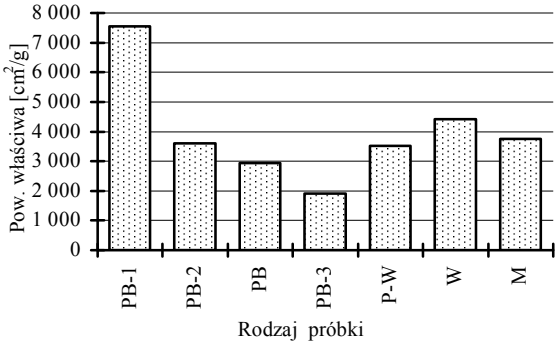
Badania składu granulometrycznego zostały przeprowadzone metodą areometryczną wg Prószyńskiego. Na podstawie uzyskanych wyników określono graficzną średnią średnicę ziaren $\varnothing_{śr}$ wg Folka i Warda wg [21]. Z analizy rezultatów badań wynika (rys. 2), że we wszystkich próbkach (z wyjątkiem próbki W) dominuje frakcja 0,02-0,05 mm (frakcja pyłu gruboziarnistego), natomiast w próbce W dominują frakcje 0,005-0,02 mm oraz 0,02-0,05 mm (frakcje pyłu średnio- i gruboziarnistego).



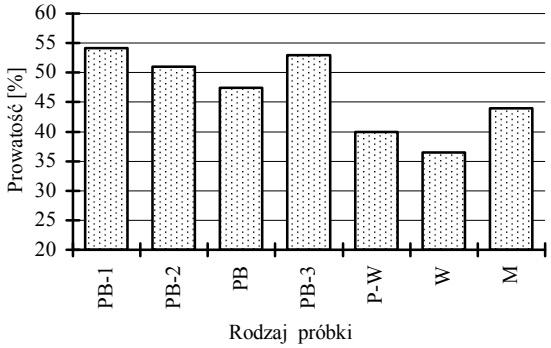
Rys. 1. Uziarnienie próbek wg PN-EN 933-10



Rys. 2. Średnia średnica ziarna próbek ($\varnothing_{śr.}$)



Rys. 3. Powierzchnia właściwa próbek wg Blaine'a (P_w)



Rys. 4. Porowatość próbek wg Rigden'a (RV)

Rezultaty pomiarów powierzchni właściwej wg Blaine'a zamieszczone na rys. 3 wskazują, że zdecydowanie największą powierzchnię właściwą posiada popiół PB-1 (P_w = 7 551 cm^2/g), natomiast najmniejszą - popiół PB-3 (P_w = 1 919 cm^2/g).

Z wyjątkiem próbek PB-1 oraz PB-3 analizowane wypełniacze spełniają wymagania normy [22] (wartości P_w mieszczą się w granicach 2 500÷4 500 cm^2/g).

Zawartość wolnych przestrzeni RV oznaczono metodą Rigdena, a rezultaty zamieszczono na rys. 4. Największą zawartość wolnych przestrzeni mają wszystkie próbki popiołów lotnych, które nie spełniają warunków technicznych [20] (wymagane RV = 28÷45%). Najmniejszą zawartość odnotowano dla wypełniacza wapiennego (RV = 36,5%) oraz dla mieszanki P-W (RV = 40%).

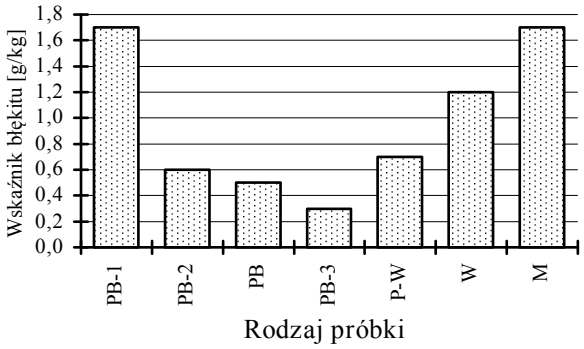
Wyniki oznaczeń wskaźnika błękitu metylenowego M_{Bf} wskazują (rys. 5), że wszystkie analizowane próbki spełniają wymagania techniczne [20] (wymagane $M_{Bf} \leq$ 10 g/kg), gdyż posiadają niewielką zawartość frakcji pylasto-ilastej, co potwierdzają także wyniki badań składu granulometrycznego (rys. 2).

Badania koncentracji objętościowej K_o polegały na kontrolowanym dozowaniu nafty kosmetycznej do wypełniacza, aż do momentu całkowitego zwilżenia jego ziaren. Objętość nafty dodana i zaabsorbowana przez 15 g wypełniacza jest miarą bitumochłonności wypełniacza w warunkach laboratoryjnych (bitumochłonność związana jest z adhezją lepiszcza do powierzchni ziaren).

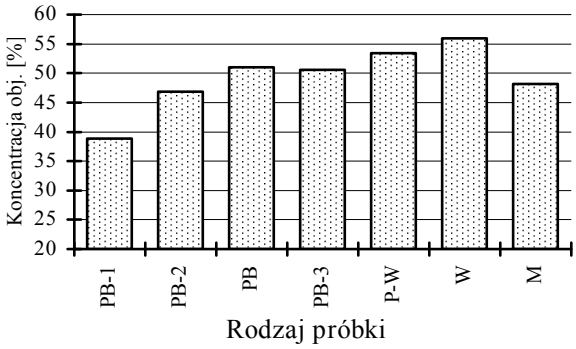
Spośród analizowanych próbek najmniejszą wartość K_o, czyli największą chłonnością asfaltu charakteryzuje się popiół PB-1, a największą - wypełniacz wapienny (rys. 6). Chłonność asfaltu jest tym większa im większa jest wartość porowatości RV.

Wszystkie próbki (z wyjątkiem PB-1) spełniają wymagania normy [16] (wymagane K_o = 40÷60%).

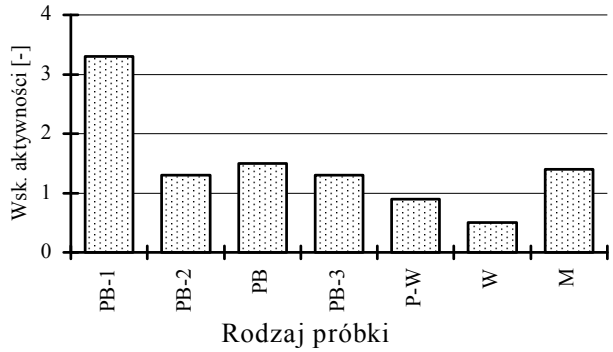
Największą odpornością na odmywanie otoczonych ziaren w obecności wody, której miarą jest wskaźnik aktywności A_w charakteryzuje się próbka PB-1, a najmniejszą – próbki P-W oraz W.



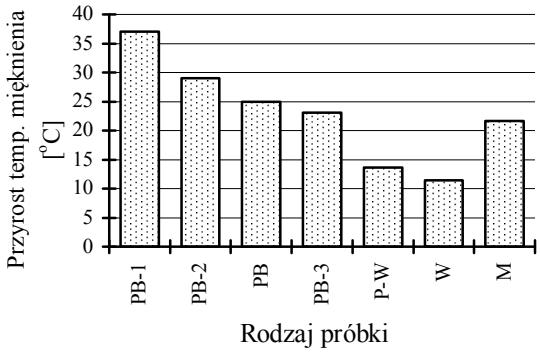
Rys. 5. Wskaźnik błękitu metylenowego (M_{Bf})



Rys. 6. Koncentracja objętościowa ziaren (K_o)



Rys. 7. Wskaźnik aktywności (A_w)

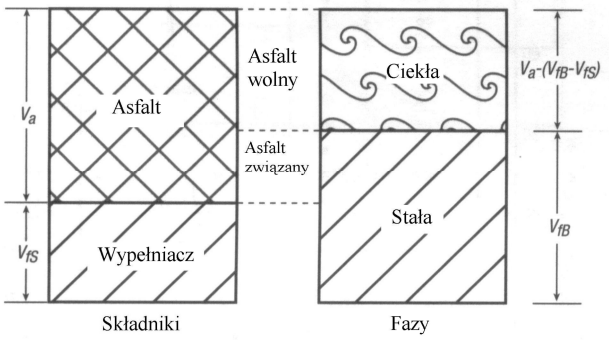


Rys. 8. Przyrost temperatury mięknienia (ΔT_{PiK})

Badania właściwości usztywniających wypełniaczy przeprowadzono na próbkach asfaltu 70/100 oraz zaczynów asfaltowych z udziałem popiołów, wypełniacza wapiennego oraz pyłu melafirowego wg pkt. 2 (stosunek obj. W/A = 0,60). Miarą usztywnienia zaczynów były przyrosty temperatury mięknienia wg PiK, pomierzone zgodnie z normą [17].
Przedstawione na rys. 8 wyniki badań dowodzą, że wszystkie próbki popiołów lotnych oraz pył melafirowy powodują duże (zbyt duże) oddziaływanie usztywniające w zaczynach asfaltowych (wymagany zakres ΔT_{PiK} = 8÷25 °C). Wynika to z dużej (zbyt dużej) zawartości wolnych przestrzeni RV w tych próbkach (rys. 4). W przypadku mieszanki P-W zaobserwowano też istotny wpływ wypełniacza wapiennego na zmniejszenie przyrostu ΔT_{PiK} do wartości optymalnej wynoszącej 13,6 °C.

4. CECHY STRUKTURALNE WYPEŁNIACZY A STRUKTURA UKŁADU ASFALT - WYPEŁNIACZ

Właściwości zaczynów asfaltowych zależą istotnie od warunków współoddziaływania między powierzchnią ziaren wypełniacza a lepiszczem asfaltowym, które są funkcją adsorpcji fizycznej i szeregu procesów sorpcyjnych i kapilarnej filtracji asfaltu do powierzchni ziaren. Cienkie warstwy „asfaltu związanego" powstające wokół ziaren mineralnych przybierają, jak wykazały liczne badania [18, 23], specyficzne, zmodyfikowane właściwości, różne od tych w objętości lepiszcza „wolnego". Grubość błonek „asfaltu związanego" zależy od właściwości materiału mineralnego, rodzaju i składu chemicznego asfaltu drogowego i wzrasta ze zwiększeniem ciężaru molekularnego i asymetrii molekuł asfaltu.

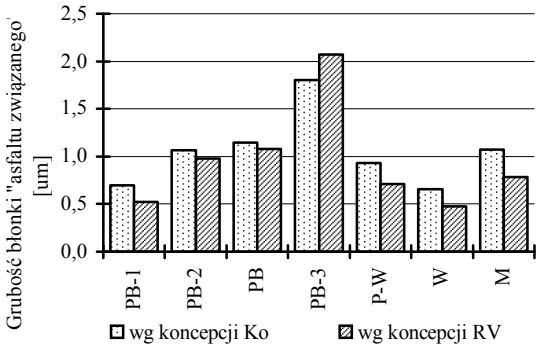


Rys. 9. Wolne przestrzenie w układzie wypełniacz – asfalt [18], gdzie: V_a - objętość asfaltu, V_{fS} - objętość ziaren wypełniacza, V_{fB} - objętość zagęszczonego wypełniacza (objętość ziaren i objętość wolnych przestrzeni), V_{af} - objętość asfaltu wolnego, RV - wolna przestrzeń Rigdena (zawartość wolnych przestrzeni w zagęszczonym wypełniaczu).

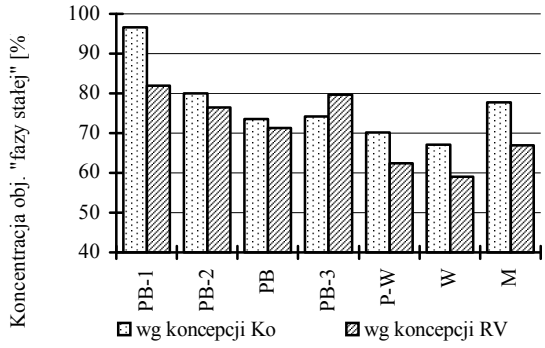
Interpretacja tego zjawiska jest ściśle związana z koncepcją faz (rys. 9), wg której w zaczynie asfaltowym określona część lepiszcza, która wypełnia międzyziarnowe pory wypełniacza jest „związana" z wypełniaczem i zwiększa objętość „fazy stałej" [18, 19]. Pozostała część lepiszcza, tj. jej nadmiar, traktowana jest jako „asfalt wolny", który nadaje ciekły charakter mieszance (stąd nazwa „faza ciekła").

Dane literaturowe [18, 19, 23] informują o istotności procentowej objętości „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym V_{fB} [%] wg koncepcji Rigdena. Parametr V_{fB}, który zależy m.in. od kształtu i rozmiaru cząstek, rozkładu uziarnienia oraz tekstury powierzchni ziaren ma bardzo istotny wpływ na usztywnienie zaczynu asfaltowego oraz mieszanki MMA.
Procentowa objętość „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym powinna wynosić $V_{fB} \leq 55 \div 60\%$. W przypadku, gdy $V_{fB} > 60\%$ wypełniacze powodują zbyt duże usztywnienie MMA, a sama mieszanka MMA staje się mniej odporna na siły rozciągające.

W literaturze krajowej i zagranicznej brak jest szczegółowych informacji dotyczących korelacji pomiędzy cechami strukturalnymi wypełniaczy a grubością błonki „asfaltu związanego" oraz danych dotyczących istotności wpływu grubości błonki „asfaltu związanego" na cechy funkcjonalne zaczynów lub mieszanek mineralno-asfaltowych.



Rys. 10. Grubość błonki „asfaltu związanego" w zaczynie dla W/A = 0,60 obj. wg koncepcji Rigdena RV oraz teorii koncentracji objętościowej K_o



Rys. 11. Procentowa objętość „fazy stałej" V_{fB} w zaczynie dla W/A = 0,60 obj. wg koncepcji Rigdena RV oraz teorii koncentracji objętościowej K_o

Na rys. 10 można zauważyć, że grubości błonki „asfaltu związanego" w zaczynie asfaltowym wynoszą:

- od 0,48 μm do 2,07 μm (wg koncepcji Rigdena RV),
- od 0,65 μm do 1,81 μm (wg teorii koncentracji objętościowej K_o).

Wydaje się, że grubość błonki „asfaltu związanego" obliczona wg teorii K_o jest bardziej miarodajna, gdyż opiera się na założeniu, że objętość nafty zaadsorbowanej przez wypełniacz

w badaniu koncentracji objętościowej w przybliżeniu odpowiada objętości „asfaltu związanego", jaką uzyskano by w przypadku zwilżenia wypełniacza asfaltem w temperaturze, przy której lepkość dynamiczna asfaltu wynosi ok. 200 mPa s.

Natomiast grubość błonki „asfaltu związanego" obliczona wg koncepcji Rigdena RV opiera się wyłącznie na teorii, że lepiszcze, które wypełnia międzyziarnowe pory wypełniacza, jest „związana" z wypełniaczem i zwiększa grubość błonki „asfaltu związanego".

Zaobserwowano, że istotny wpływ na grubość błonki „asfaltu związanego" ma uziarnienie wypełniaczy, tj. średnia średnica ziarna $Ø_{śr}$ [phi] (R = -0,67 dla poziomu istotności $\alpha = 0{,}10$) oraz powierzchnia właściwa P_w (R = -0,75 dla $\alpha = 0{,}05$). Im drobniejsze uziarnienie próbek, a tym samym większa powierzchnia właściwa ziaren, tym grubość błonki „asfaltu związanego" jest mniejsza.

Na rys. 11 zestawiono wyniki obliczeń objętości „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym V_{fB} wg koncepcji Rigden'a RV oraz K_o dla proporcji obj. W/A = 0,60.
W wyniku wymieszania składników uzyskano objętości „fazy stałej" w zakresie:

- od 59,1% do 81,9% (wg koncepcji Rigdena RV),
- od 67,1% do 96,6% (wg teorii koncentracji objętościowej K_o).

Oznacza to, że wszystkie analizowane próbki mogą spowodować zbyt duże usztywnienie mieszanki MMA, gdyż $V_{fB} > 55 \div 60\%$.

Zaobserwowano istotny wpływ powierzchni właściwej (R = 0,75) na procentową objętość „fazy stałej" w zaczynie wg koncepcji K_o oraz wpływ koncentracji obj. K_o na V_{fB} wg koncepcji RV (R = -0,78). Im większa bitumochłonność wypełniaczy oraz większa powierzchnia właściwa ziaren, tym zawartość „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym jest większa.

Zaobserwowano także istotny wpływ objętości „fazy stałej" V_{fB} na przyrost temperatury mięknienia zaczynów asfaltowych ΔT_{PiK} (R = 0,91). Im większa procentowa objętość „fazy stałej" w zaczynie, tym większy przyrost T_{PiK} zaczynów, czyli większe właściwości usztywniające wypełniaczy.

Analiza cech popiołów lotnych, wypełniacza wapiennego, a także mieszanki tych dwóch materiałów oraz pyłu melafirowego potwierdziła tezy sformułowane we wcześniejszych pracach autorów [19, 23, 24] o istotności wpływu niektórych parametrów strukturalnych na właściwości funkcjonalne (usztywniające) wypełniaczy niezależnie od rodzaju i pochodzenia próbek. Istotnymi parametrami są powierzchnia właściwa P_w oraz porowatość RV wypełniaczy, które wywierają znaczący wpływ na kształtowanie się struktury układu wypełniacz-asfalt, a tym samym na właściwości funkcjonalne zaczynów asfaltowych.

5. WNIOSKI

Rezultaty badań, dyskusja i analiza wyników, upoważniają do sformułowania następujących wniosków:

- Badane próbki popiołów nie spełniają wymagań technicznych [20] pod względem porowatości ($RV > 45\%$) oraz przyrostu temperatury mięknienia ($\Delta T_{PiK} > 25\ ^oC$), a próbka wyjściowa PB także pod względem uziarnienia.
- Wyniki badań porowatości i temperatury mięknienia, jak również wyniki obliczeń zawartości „fazy stałej" ($V_{fB} > 55 \div 60\%$) wykazały, że analizowane próbki popiołów mogą spowodować zbyt duże usztywnienie zaczynów (przy proporcji obj. W/A = 0,60), a tym samym mieszanek MMA (zaczyn asfaltowy będzie za „suchy", sztywny i za kruchy).
- Wypełniacz mieszany (próbka P-W) spełnia wymagania techniczne [20].

- Nie zaobserwowano prostej korelacji pomiędzy powierzchnią właściwą ziaren analizowanych próbek a ich porowatością. Przyczyną braku korelacji może być różnica pomiędzy teksturą ziaren popiołów lotnych a teksturą ziaren pozostałych badanych próbek.
- Niezależnie od rodzaju analizowanej próbki zaobserwowano:
  - istotną zależność (dla $\alpha = 0{,}05$) pomiędzy grubością błonki „asfaltu zawiązanego" a powierzchnią właściwą oraz dość istotną zależność (dla $\alpha = 0{,}10$) pomiędzy grubością błonki a uziarnieniem wypełniaczy,
  - istotny wpływ powierzchni właściwej i koncentracji objętościowej ziaren na zawartość „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym,
  - istotny wpływ objętości „fazy stałej" w zaczynie na przyrost temperatury mięknienia zaczynów asfaltowych.

Piśmiennictwo

[1] Szczygielski T.: Uboczne produkty spalania w drogownictwie. Normy a aprobaty techniczne. Magazyn Autostrady, nr 10/2009, s.24-27.
[2] Pachowski J.: Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym. Warszawa, WKiŁ, 1976.
[3] PN-S-96035: Drogi samochodowe. Popioły lotne, grudzień 1997.
[4] Widuch A., Ćwiąkała M., Korzeniowska J., Kraszewski C.: Możliwość zagospodarowania popiołów lotnych z węgla brunatnego w drogownictwie. Drogownictwo, nr 12/2011, s.390-394.
[5] Szczygielski T., Myszkowska A.: Popioły wysokowapniowe - przetwarzanie i wykorzystanie. Magazyn Autostrady, nr 4/2006, s.38-43.
[6] Zhang W., Chen Ch.: Experiment Study on the Rubber and Fly Ash of Modified Asphalt, Water Resource and Environmental Protection (ISWREP), 2011, p.2971-2974.
[7] Pachowski J.: Rozwój technologii powstawania ubocznych produktów elektrownianych oraz ich charakterystyka i możliwości zastosowań w technologiach budownictwa drogowego. IBDiM, Drogi i Mosty, nr 1/2002, s.59-99.
[8] Mikoč M., Markovič D.: Influence of slag, fly ash, silica fume on the mechanical and physical properties of asphalt, Technical Gazette 17, 4 (2010), p.505-514.
[9] Zawisz E., Franczak A.: Wytrzymałość i mrozoodporność stabilizowanych popiołów lotnych. Drogownictwo, nr 6/2010, s.202-207.
[10] PN-S-06103: Drogi samochodowe. Podbudowa z betonu popiołowego, grudzień 1997.
[11] PN-EN 933-10: Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Cześć 10: Ocena zawartości drobnych cząstek - Uziarnienie wypełniaczy (przesiewanie w strumieniu powietrza).
[12] PN-R-04032: Gleby i utwory mineralne. Pobieranie próbek i oznaczanie składu granulometrycznego, styczeń 1998.
[13] PN-EN 196-6: Metody badania cementu. Oznaczanie stopnia zmielenia, luty 1997.
[14] PN-EN 1097-4: Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 4: Oznaczanie pustych przestrzeni suchego, zagęszczonego wypełniacza, styczeń 2002.
[15] PN-EN 933-9: Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Ocena zawartości drobnych cząstek. Badanie błękitem metylenowym, luty 2001.
[16] PN-S-96505: Mączki mineralne do mas bitumicznych, maj 1977.
[17] PN-EN 13179-1: Badania kruszyw wypełniających stosowanych do mieszanek bitumicznych. Część 1: Badania metodą pierścienia delta i kuli, maj 2002.
[18] Kandhal P. S.: Evaluation of Baghouse Fines for Hot Mix Asphalt. National Asphalt Pavement Association, Information Series 127, 1999, 36p.

[19] Wilanowicz J., Grabowski W.: Właściwości wypełniaczy o różnym pochodzeniu a koncentracja objętościowa „fazy stałej" w zaczynie asfaltowym. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej (Archives of Institute of Civil Engineering), Nr 11/2011. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2011, s.69÷80.
[20] Wymagania Techniczne Nr 1. Kruszywa do mieszanek mineralno - asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach publicznych. IBDiM. Warszawa 2010.
[21] Gradziński R., Kostecka A., Radomski A., Unrug R.: Zarys sedymentologii. Wydawnictwo Geologiczne. Warszawa 1986.
[22] PN-S-96504: Drogi samochodowe. Wypełniacz kamienny do mas bitumicznych, 1961.
[23] Grabowski W., Wilanowicz J.: The specific surface of mineral fillers and their functional properties, e-Proceedings of the 5th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements. Thessaloniki, Vol. 1 (2011) pp.246-255.
[24] Grabowski W., Wilanowicz J.: The Structure of Mineral Fillers and Their Stiffening Properties in Filler-Bitumen Mastics, Materials and Structures, No.41 (4), 2008, pp.793-804.

STRUCTURAL AND FUNCTIONAL PROPERTIES OF FLY ASHES AS FILLERS FOR USE IN HOT-MIX ASPHALT

Summary

The paper presents the results of tests on the structural features and functional properties of fly ashes from a lignite-fired power plant. The main purpose of the study is to determine structural and functional properties of fly ashes from the perspective of their use as fillers for Hot-Mix Asphalt (HMA). The analysis of the results of such parameters as grain-size distribution, specific surface, air voids of dry compacted fillers and increase in the softening point using Ring & Ball method showed that the fly ashes studied did not meet the requirements as a filler for HMA (ashes cause excessive stiffening effect). The research results also showed that these ashes as "fillers mixed" can meet the requirements of fillers for HMA.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Krystian WOŹNIAK[1]
Politechnika Krakowska

KRYTERIUM HAŁASU W PROJEKTOWANIU WJAZDÓW Z DROGI DO EKRANOWANEJ ZABUDOWY

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono badania klimatu akustycznego w obrębie wjazdów do posesji, gdy dla jej ochrony akustycznej konieczne jest zastosowanie ekranowania. Innym celem badania była ocena wpływu wzajemnej lokalizacji przerwy/wjazdu w ekranie i domu na klimat akustyczny wokół domu. Pierwsza część przedstawia empiryczne i symulacyjne badania wpływu przerwy w ekranie na klimat akustyczny ekranowanej posesji. Następnie opisane są możliwości poszukiwania optymalnej lokalizacji budynku i wjazdu w obrębie działki z zastosowaniem metody symulacji. Kolejna część opisuje wpływ lokalizacji ekranów dźwiękochłonnych i szerokości wjazdów na ograniczenia widoczności i bezpieczeństwo ruchu. Wnioski są związane z praktyką projektowanie wjazdów do budynków i projektowania ekranów akustycznych w otoczeniu dróg.

SŁOWA KLUCZOWE: droga, ekran akustyczny, hałas drogowy, wjazdy do zabudowy, przerwy w ekranie, widoczność,

1. WSTĘP

Wzrost ruchu na drogach spowodował niekorzystne oddziaływania akustyczne na zabudowę w otoczeniu dróg i potrzebę ograniczenia oddziaływania hałasu. Należytą ochronę mieszkańców przed hałasem komplikują niedostatki uregulowań prawnych zwłaszcza w zakresie zagospodarowania otoczenia dróg. Dopuszczają one dostępność do dróg, obudowę dróg krajowych i lokalizowanie budynków blisko jezdni w zasięgu hałasu przekraczającego dopuszczalny poziom. Powoduje to konieczność zastosowania ekranowania i równocześnie uwzględniania w obliczeniach ekranowania przerw w ekranach dla zapewnienia wjazdów do zabudowy.

Wiele działek mieszkaniowych z istniejącymi bądź projektowanymi domami jest zlokalizowanych przy ruchliwych drogach i ulicach, w których dla ochrony akustycznej są budowane ekrany akustyczne [1,2]. Przy budowie ekranów konieczne jest zachowanie dostępności, czyli wjazdów do budynków. Wjazdy powodują penetrację hałasu wgłąb działek, zwłaszcza, jeśli są one chronione ekranem akustycznym. Na ekranowanej działce przy drodze bardzo istotna jest lokalizacja budynku i terenu rekreacji (rys.1).

[1] kwozniak@pk.edu.pl



Rys. 1. Przykład lokalizacji budynku mieszkalnego na wprost wjazdu z drogi w miejscu największego wpływu przerwy w ekranie na wzrost poziomu hałasu.

Referat przedstawia badania klimatu akustycznego w obrębie posesji, na której jest lokalizowany dom i teren rekreacyjny wokół niego. Celem tych badań było zbadanie jak kryterium hałasu wpływa na wzajemną lokalizację wjazdu i budynku oraz zbadanie możliwości poszukiwania optymalnej lokalizacji budynku w obrębie działki z zastosowaniem symulacji. W referacie przedstawiono opracowaną metodykę badań empirycznych i symulacyjnych prowadzonych dla strefy wjazdów [1,2,3].

2. BADANIA EMPIRYCZNE HAŁASU

Analizie porównawczej poddano wyniki badań empirycznych zrealizowanych przy wjazdach na posesje przy drogach krajowych w okolicy Krakowa oraz przy ulicach w obszarach podmiejskich Krakowa z wynikami symulacji. Oceniano przydatność programu SoudPlan do modelowania symulacyjnego hałasu w obrębie wjazdów i jego penetracji wgłąb działki. Wykonano także analizę symulacyjną wpływu parametrów wjazdów o innych niż obserwowane w praktyce wymiarach.

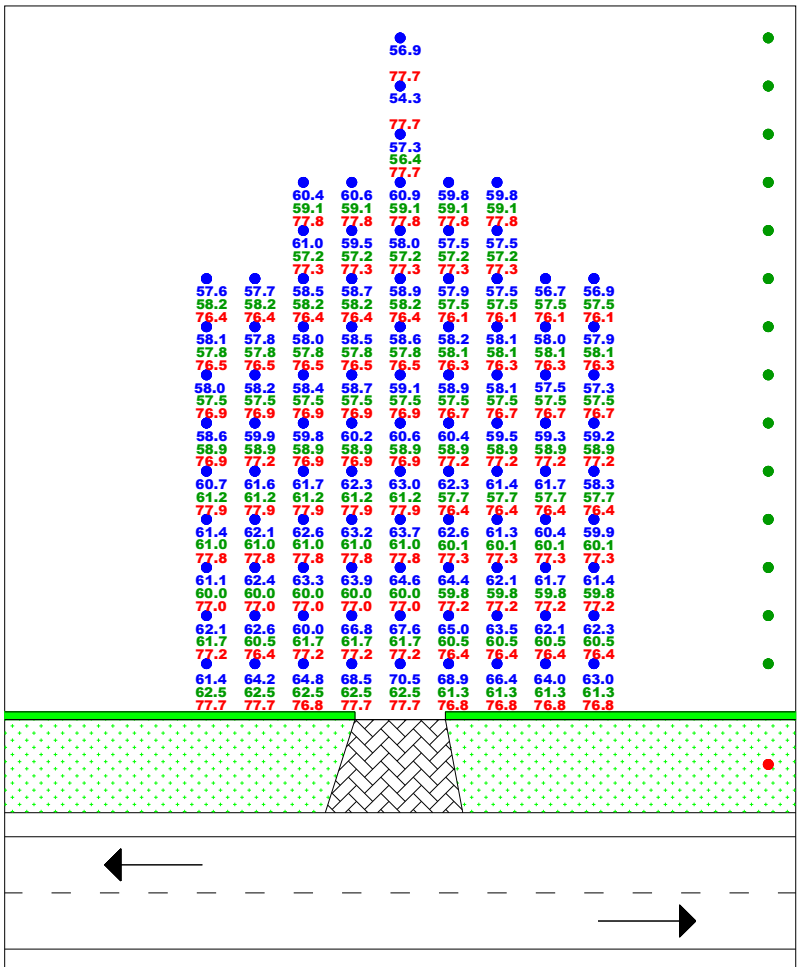
Na podstawie wyników obliczeń symulacyjnych autor opracował krzywe zależności wielkości strefy zaburzenia i jej kształtu od szerokości wjazdu przez ekran. Analiza wyników wpływu zmiany szerokości wjazdu na pole akustyczne umożliwia określenie lokalizacji budynku względem wjazdu tak, aby budynek pozostał w strefie ekranowania ciągłego. W przypadku, gdy budynek istnieje, można w ten sposób wyznaczyć najkorzystniejszą lokalizację wjazdu w ekranie.

Pomiary hałasu przeprowadzono przy użyciu zestawu mierników całkujących. Badania empiryczne posłużyły także do weryfikacji poprawności działania modelu symulacyjnego SoundPlan. Powyższa weryfikacja wyników pozwoliła na wykonanie dodatkowych badań symulacyjnych dla innych parametrów wjazdów oraz dla określenia wpływu gęstości wjazdów na klimat akustyczny w ich obrębie.

Wyniki weryfikacji metody symulacyjnej na podstawie badań empirycznych wykazały pełna przydatność programu SoundPlan do symulacji hałasu w obrębie wjazdów/przerw w ekranie. Zastosowanie programu umożliwia przeprowadzenie analizy dla sytuacji, gdzie wykonanie pomiarów jest niemożliwe.

Wyniki badań empirycznych wskazują na eliptyczny, nie w pełni symetryczny kształt izolinii w obrębie wjazdu. Ten kształt potwierdza porównanie spadku redukcji hałasu, jaką powoduje wjazd w odniesieniu do ekranu ciągłego. Wyniki pomiarów przedstawiono na rys.2.

Kolorem niebieskim oznaczono wyniki pomiaru hałasu w punktach niebieskich (bezpośrednio za przerwą w ekranie), kolorem zielonym wyniki pomiaru hałasu z miernika ustawionego w miejscach oznaczonych kolorem zielonym, w odległości od ekranu takiej samej jak aktualny pomiar w punktach niebieskich. Kolorem czerwonym oznaczono wyniki pomiaru hałasu w punkcie czerwonym, czyli przed ekranem akustycznym. Wyniki z punktów zielonych służyły do porównania zmian poziomu hałasu powodowanych przerwą w ekranie w odniesieniu do ekranu ciągłego, natomiast wyniki z punktu przed ekranem posłużyły do określenia efektywności ekranowania w odniesieniu do poziomu hałasu bezpośrednio przy źródle (poziom emisji).

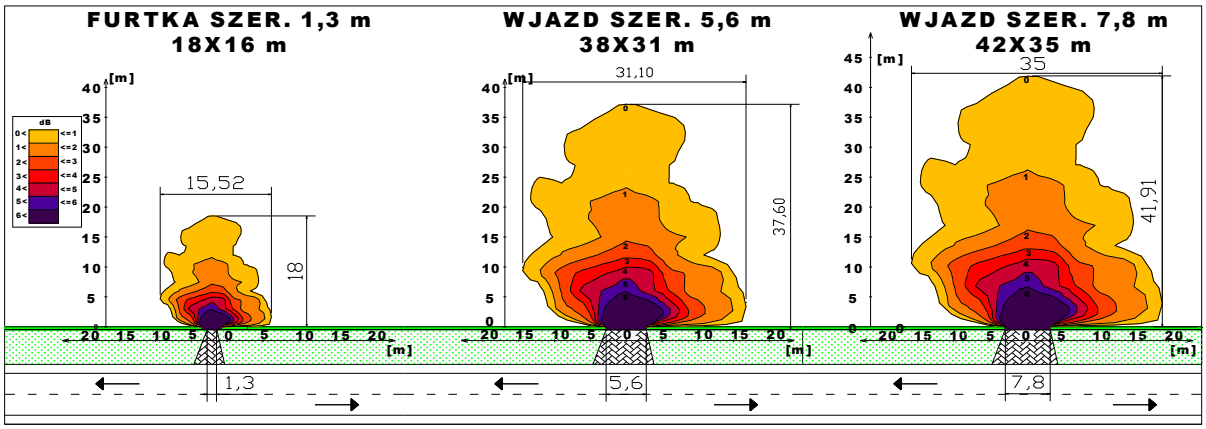


Rys. 2. Wzrost poziomów hałasu powodowany przez wjazd o szerokości 5,6 m.

Porównanie wyników wskazuje, że hałas w obrębie pola wpływu wjazdu jest wyraźnie wyższy, zwłaszcza w pierwszych liniach pomiarowych, od tego, który został pomierzony w odległości 20 m od krawędzi ekranu (gdzie według badań próbnych nie występuje już wpływ wjazdu). Na podstawie wyników można stwierdzić, że wpływ badanego wjazdu

na wzrost poziomu hałasu jest znaczący, dopiero w 6 i 7 linii pomiarowej od końca wartości różnią się od siebie o mniej niż 1 dB. Można stwierdzić, że w odległości około 24 m od ekranu wpływ wjazdu (przerwy w ekranie) zanika.

Wartości różnicy poziomu hałasu w poszczególnych punktach umożliwiły wykreślenie izolinii jednakowego spadku redukcji hałasu w obrębie badanych wjazdów metodą interpolacji wartości z pomiarów. Na rys. 3. przedstawiony jest przebieg izolinii na podstawie uzyskanych wyników pomiarów hałasu w obrębie 3 przerw o różnej szerokości.



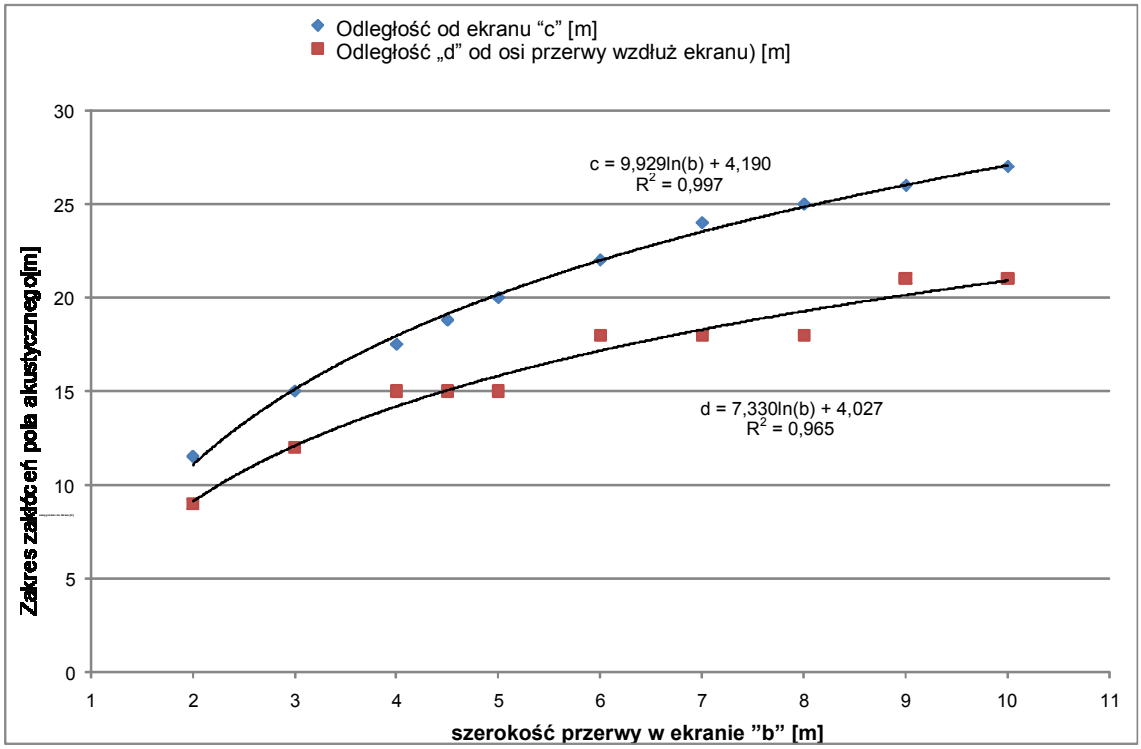
Rys. 3 Wzrost poziomu hałasu za przerwą w ekranie o szerokości 1.3, 5.6, 7.8 m – izolinie redukcji hałasu w obrębie wjazdów wyznaczone podstawie pomiarów.

3. BADANIE WPŁYWU PRZERW W EKRANIE NA KLIMAT AKUSTYCZNY Z WYKORZYSTANIEM SYMULACJI

Na podstawie wyników symulacji autor opracował krzywe zależności wielkości strefy zaburzenia od szerokości wjazdu przez ekran [3,4].

Następnie została przeprowadzona analiza wpływu zmian szerokości przerwy w ekranie na wielkość strefy zaburzenia dla pojedynczego wjazdu. Prognozę wykonano w takim samym układzie punktów odbioru jak badania empirycznie. Założono siatkę punktów w obrębie wjazdu oraz punkty porównawcze za ekranem ciągłym. Ekran zlokalizowano w pasie drogowym, poza rowem, w odległości 3,5m od krawędzi drogi.

Z uwagi na dokładność obliczeń oraz brak wpływu hałasu z otoczenia (tło akustyczne) w metodzie symulacyjnej, zdecydowano się określić graniczną wartość różnicy poziomu hałasu pomiędzy ekranem ciągłym, a ekranem z przerwą na 3dB. Wartość ta jest odczuwalna przez człowieka (możliwa do zarejestrowania przez obserwatora jako wielkość powodująca opinie o wzroście hałasu). Analizę wykonano dla natężenia pojazdów równego 1500P/h i stałym udziale pojazdów ciężkich wynoszącym 15%. Są to wartości przy których odbywa się płynny ruch w przypadku dróg jednojezdniowych, a zarazem zbliżone do typowych rejestrowanych w Generalnym Pomiarze Ruchu. Na podstawie symulacji autor opracował krzywe zależności wielkości strefy zaburzenia przedstawione na rys.4.

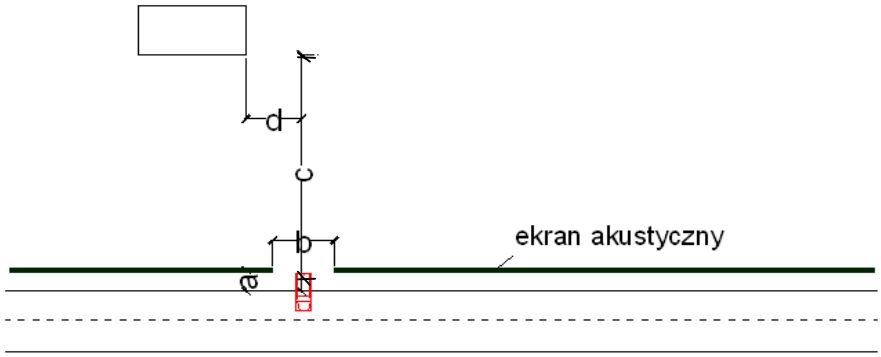


Rys. 4. Wpływ szerokości przerwy w ekranie na wielkość zaburzenia pola akustycznego za ekranem – wyniki z badań symulacyjnych.

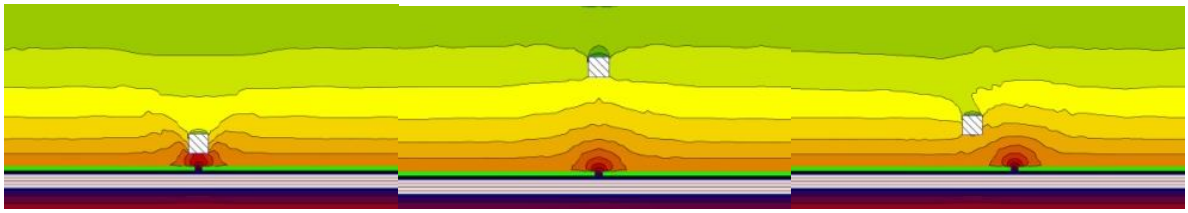
4. OPTYMALNA WZAJEMNA LOKALIZACJA WJAZDU I BUDYNKU

Korzystając z wyników analizy wpływu zmiany szerokości wjazdu na pole akustyczne można określić lokalizację budynku względem wjazdu tak, aby budynek pozostał w strefie ekranowania ciągłego. Z uwagi na wymagania zapewnienia odpowiedniej widoczności z wjazdów konieczne jest takie kształtowanie ekranów w obrębie wjazdów, aby nie ograniczać wymaganego z odległości 3m od krawędzi pola widoczności (rys.7).

Na rys. 5 przedstawiono schemat odległości lokalizujących budynek przy uwzględnieniu wyników analizy. Parametr *c* oznacza odległość od ekranu, parametr *b* odległość od osi wjazdu (czyli zmienną oznaczoną w analizie jako rozpiętość strefy zaburzenia mierzoną od osi wjazdu równolegle do ekranu). Parametr *a* określa lokalizacje ekranu względem krawędzi drogi. Z uwagi na efektywność ekranowania (lokalizacja bariery jak najbliżej źródła dźwięku) korzystne jest lokalizowanie ekranu jak najbliżej krawędzi drogi, która traktowana jest, jako liniowe źródło hałasu.



Rys. 5. Schemat parametrów opisujących lokalizację wjazdu względem budynku

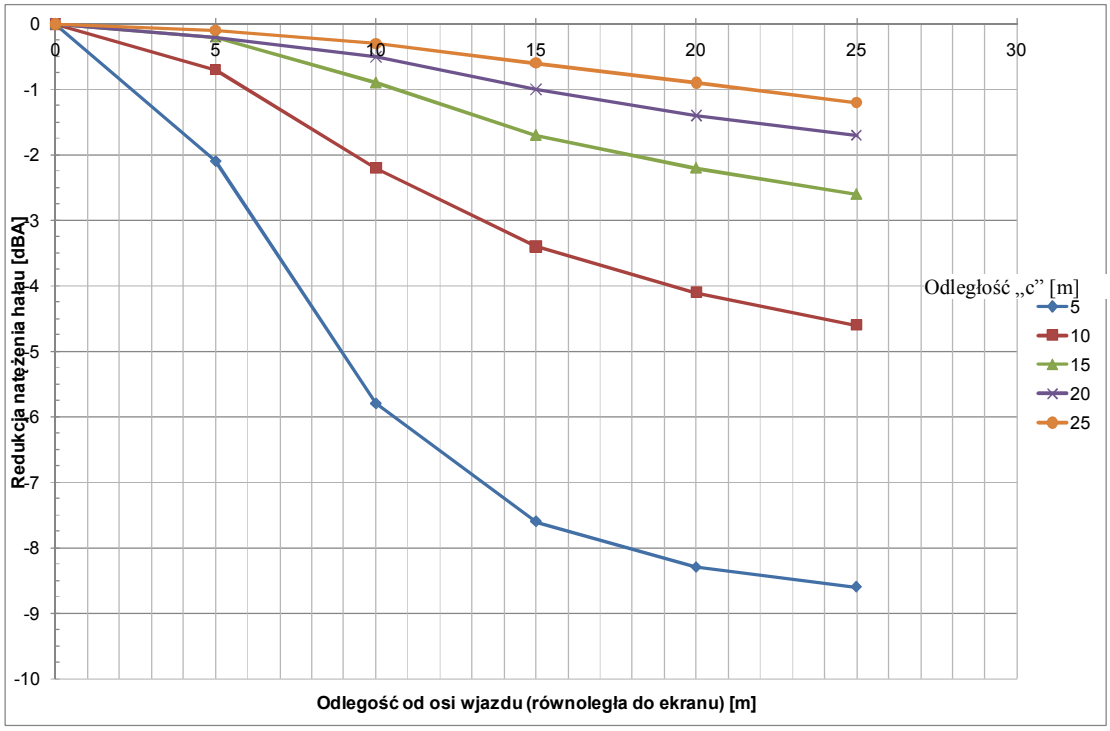


Rys. 6. Ilustracja rozkładu izofon w obrębie przerwy w ekranie i różnej lokalizacji wjazdu/budynku.

Na rys.6 przestawiono graficzną ilustracje wpływu przerwy w ekranie na zaburzenie klimatu akustycznego, tj. mapę hałasu w skali mikro. Kolory oznaczają poszczególne przedziały poziomu hałasu L_{Aeq} (izofony), im ciemniejszy kolor tym poziom hałasy wyższy. Kolorem jasno zielonym zaznaczono ekran akustyczny, kolorem szarym drogę. Jasny kwadrat to modelowy budynek, dla którego można rozpatrywać optymalną lokalizację względem wjazdu lub wjazdu względem budynku.

Przerwa w ekranie na wjazd tworzy strefę zaburzenia, czyli strefę zmiany poziomu hałasu. Analizę wpływu odległości punktu odbioru tj.budynku od osi wjazdu (równolegle do ekranu) oraz od ekranu w osi wjazdu (prostopadle do ekranu) na poziom hałasu w jego otoczeniu przeprowadzono dla wjazdu o szerokości 4,5m. Wyniki analiz przedstawiono na rys.7.

Na rys. 7 poszczególne serie oznaczają odległości punktów odbioru (np. budynku) od ekranu (w osi wjazdu), natomiast oś pozioma przedstawia odległość od osi wjazdu wzdłuż ekranu dla szacowanej zmiany poziomu hałasu. Analiza potwierdziła, że najgłośniejszym punktem jest środek przerwy (wjazdu) w ekranie. Natomiast dla odległości od ekranu równej 5m przesuniecie punktu odbioru równolegle do ekranu przynosi największą korzyść (największą różnicę pomiędzy hałasem w osi wjazdu a poza nim). Oznacza to, że jeżeli istnieje potrzeba lokalizowania budynku w odległości 5m od ekranu (linia zabudowy), to przesunięcie budynku o odległość np. 15m od osi wjazdu umożliwi uzyskanie poziomu hałasu na elewacji budynku niższego o ok. 7,5dBA w porównaniu do lokalizacji na wprost wjazdu.



Rys.7. Zależność spadku redukcji hałasu w obrębie wjazdu dla różnych wartości parametrów *c* i *d* dla przerwy w ekranie o szer. 4,5m.

Zapewnienie hałasu poniżej określonego poziomu, dla uzyskania odpowiedniej lokalizacji budynku zależy więc nie tylko od ekranowania, ale także od występowania przerw w ekranie i ich szerokości, oraz ich lokalizacji.

Analiza pojedynczego wjazdu umożliwiła oszacowanie strefy zaburzeń hałasu, która powstaje w związku z przerwą w ekranie. Z uwagi na występowanie w praktyce kilku wjazdów na długości jednego ekranu, aby oszacować wpływ dostępności do drogi na efektywność ochrony akustycznej należy sprawdzić jak gęstość wjazdów wpływa na redukcję hałasu. Znając zakres zasięgu zaburzenia, który zależy od szerokości wjazdu, można określić minimalne odległości pomiędzy wjazdami, tak aby zaburzenia akustyczne nie nakładały się na siebie powodując dodatkowe zmniejszanie efektywności ekranowania. Dla oszacowania jak wzajemna lokalizacja wjazdów wpływa na powiększanie się strefy zaburzenia, autor przeprowadził również symulacje wpływu gęstości tych wjazdów na pole akustyczne. Badania te stanowią odrębny problem badawczy, otrzymane wyniki nie zostały zamieszczone w tym referacie.

5. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

Wykonane pomiary i analizy pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Do wyznaczania lokalizacji wjazdów do zabudowy z drogi i ich parametrów projektowych można się posługiwać metodą symulacji komputerowej z której można rozpatrywać pole o najmniejszej uciążliwości hałasu przy danej lokalizacji i charakterystyce wjazdu.
- Dostępność do zabudowy przy drodze może być realizowana przez wjazdy w ekranach lub drogi serwisowe. Z badań wynika, że na wielkość strefy zaburzenia hałasu za ekranem istotny wpływ wykazała szerokość przerwy/wjazdu w ekranie. Dla przerwy o szerokości 4,5m pole strefy zaburzenia wynosi ~230m2, zwiększenie szerokości wjazdu do 6,0 m powoduje powiększenie tej strefy do ~300m2 a więc wzrost powierzchni z wyższym hałasem o ok.30%. Wpływ innych czynników w tym natężenia ruchu , udziału pojazdów ciężkich, prędkości i odległości ekranu od krawędzi drogi okazał się nie istotny.
- Z przeprowadzonych symulacji wynika, że natężenie ruchu pojazdów nie ma znaczącego wpływu na obliczaną zmianę poziomu hałasu za wjazdem, ma natomiast wpływ na poziom generowanego hałasu. Wniosek ten wynika z porównania wielkości różnicy hałasu dla natężenia 500 i 3000 P/h, gdzie średnia różnica w wynikach wyniosła 0,6 dB. Jest to wartość bardzo mała, biorąc pod uwagę sześciokrotny wzrost natężenia pojazdów (przy stałym u_c i v).
- Szerokości bram na wjazdach w obrębie ekranów akustycznych powinny zależeć od pojazdu miarodajnego. Przy dobieraniu odpowiedniej szerokości przerwy w ekranowaniu oraz typu wjazdu należy brać pod uwagę funkcjonalność i redukcję efektywności ekranu w jego obrębie. W warunkach technicznych i wytycznych brak jest jakichkolwiek zasad dobierania optymalnych parametrów wjazdu w celu zmniejszania uciążliwości hałasowych.

W projektowaniu wjazdów w ekranach należy pamiętać o zapewnienie widoczności pojazdów wyjeżdżających z odległości 3m od krawędzi jezdni. Przy bliższej odległości ekranu niezbędne pola widoczności można zapewnić przez odgięcie ekranów przy wjeździe, zależne m.in. od prędkości ruchu na drodze.

Zawarte w artykule wyniki badań i analiz oraz wnioski nie wyczerpują w pełni problematyki wpływu dostępności do dróg na klimat akustyczny chronionych posesji. Autor kontynuuje prace badawcze nad tą problematyką w ramach badań własnych oraz jako wykonawca w realizowanym projekcie badawczym finansowanym przez NCBIR [4].

Piśmiennictwo

[1] Tracz M. z zespołem: Identyfikacja i prognozowanie zakresu oddziaływań środowiskowych ruchu pojazdów na przejściach dróg przez małe miejscowości. Projekt badawczo-rozwojowy nr R1000802 finansowany przez Min. Nauki. i Szk. Wyższego. Politechnika Krakowska, Kraków 2009
[2] Radosz S., Tracz M., Woźniak K.: Racjonalizacja ochrony zabudowy przed hałasem drogowym z uwzględnieniem wymogów bezpieczeństwa. Projekt badawczy własny nr N N509 498638 finansowany przez Min. Nauki. i Szk. Wyższego. Politechnika Krakowska, Kraków 2012
[3] Woźniak K.: Wpływ dostępności do dróg na efektywność ochrony akustycznej otoczenia. Praca doktorska. Politechnika Krakowska, 2011
[4] Tracz M. z zespołem: Narzędzia wspomagające decyzje przy projektowaniu obwodnic i przebudowie przejść drogowych przez miejscowości. Projekt rozwojowy, numer umowy: N R10-0067-10/2010 Politechnika Krakowska, Kraków – w trakcie realizacji,

NOISE CRITERION IN DESIGNING ENTRY GATES TO ESTATES SCREENED FROM ROADS

Summary

The paper presents methodology for investigation of acoustic climate within lots along a road where the house and recreational area in its surrounding are located and are screened by noise barrier. Another aim of the study was to investigate impact of location of the gap in barrier with entry gate and a house on the acoustic climate around the house. The first part presents empirical and simulation investigations of gap impacts in a noise barrier on the acoustic field within the screened lot. Next, possibilities of searching for an optimal relative building/gate locations within the lot using the simulation method are described. Conclusions are related to practical design of access to buildings in road surroundings and design of noise barriers, also when several gates should be provided.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Andrzej ZALEWSKI[1]
Politechnika Łódzka

ZASADY PRZEKSZTAŁCEŃ ELEMENTÓW SIECI DROGOWEJ W ROZWIĄZANIACH USPOKOJENIA RUCHU W ASPEKCIE POTRZEB RÓŻNYCH UCZESTNIKÓW RUCHU

STRESZCZENIE

Niniejszy referat ma charakter przeglądowy i omawia zagadnienie przekształceń elementów sieci drogowej w rozwiązaniach uspokojenia ruchu w potrzeb różnych uczestników ruchu. W referacie przedstawiono aspekty: obciążenia sieci drogowo – ulicznych, warunki drogowo – ruchowe na odcinkach ulic i skrzyżowaniach, propozycje ich przebudowy, warunki ruchu pieszego, rowerowego i środków transportu publicznego, a także warunki ruchu pojazdów zaopatrzenia ruchu pojazdów służb ratowniczych i komunalnych. Wprowadzenie koncepcji uspokojenia ruchu w obszarze lub na ciągu drogowo – ulicznym wymaga przekształceń w dostępności oraz przekształceń w sieci w obszarze uspokojenia, w tym dostosowanie fizyczne przekrojów, celem wymuszenia zmniejszenia prędkości. Ograniczenie prędkości nie zmniejsza znacząco przepustowości, a przez jej zmniejszenie jest możliwość poprawy stanu bezpieczeństwa ruchu oraz warunków środowiska zamieszkania. Wprowadzenie uspokojenia ruchu wymaga poprawy warunków dla ruchu pieszego, rowerowego i transportu publicznego, aby zrekompensować użytkownikom ograniczenie dostępności dla samochodów osobowych.

SŁOWA KLUCZOWE: uspokojenie ruchu, infrastruktura drogowa, sieć drogowa, warunki ruchu, przejścia dróg tranzytowych przez małe miasta i miejscowości

1. WPROWADZENIE

Uspokojenie ruchu można zdefiniować jako uporządkowanie i dostosowanie komunikacyjnego sposobu obsługi obszaru do jego podstawowych funkcji i charakteru użytkowego, kulturowego i ekologicznego. Uspokojenie ruchu jest rozwiązaniem o charakterze z grupy organizacyjnych, budowlanych i prawnych, zmniejszające uciążliwości ruchu samochodowego przez nakładane na niego ograniczenia i zmianę obsługi transportowej wybranych obszarów np. zespołów mieszkaniowych, centrów miast, ulic handlowych przez odstąpienie od zasady pełnej swobody korzystania z samochodu oraz obniżenie stopnia penetracji obszaru przez ruch samochodowy [1]. Idea uspokojenia ruchu jest koncepcją

[1] andrzej.zalewski@p.lodz.pl; azplan@supermedia.pl

obecną w kształtowaniu dróg i przestrzeni publicznych w warunkach krajów o wysokim poziomie motoryzacji już od ponad trzydziestu lat. Rozwiązania te rozwijają się również w Polsce. Ze względu na swoje wielostronne efekty polegające m.in. na poprawie stanu bezpieczeństwa ruchu oraz warunków funkcjonowania i estetyki przestrzeni publicznych w najbliższych latach będzie powszechnie wdrażane w miastach i na przejściach dróg silnie obciążonych ruchem przez miasta i miejscowości w nadchodzących latach. Metoda wykonania referatu polegała na dokonaniu kwerendy dostępnych publikacji w przedmiotowym zakresie, zebraniu i porównaniu przedstawianych rozwiązań oraz wskaźników ich oceny, a następnie na sformułowaniu wniosków.

2. ZMIANY OBCIĄŻENIA RUCHEM UKŁADU DROGOWO – ULICZNEGO

Wprowadzenie uspokojenia na danym obszarze lub na ciągu drogowo – ulicznym powoduje zmiany obciążenia ruchem oraz konieczność wprowadzenia przekształceń sieci drogowo – ulicznej [1]. Wynika to z wprowadzanego równocześnie:

- ograniczenia prędkości ruchu,
- ograniczeń w zakresie dostępności dla pewnych kategorii uczestników ruchu,
- wyłączania pewnych fragmentów przekrojów ruchu kołowego przeznaczaniem ich na strefy piesze,
- zawężania przekrojów ulic i dróg oraz szerokości pasów ruchu, a tym samym świadomego ograniczania przepustowości przekrojów ulic.

Powyższe działania powodują, że ruch dotychczas przechodzący przez dany obszar lub mający cel lub źródło w tym obszarze musi być skierowany na inne ciągi uliczne usytuowane na zewnątrz uspokajanego obszaru. Ruch o dotychczasowym natężeniu pozostaje jedynie w sytuacji, kiedy uspokajany ciąg drogowo – uliczny jest jedynym połączeniem transportowym w danej relacji. Dotyczy to przede wszystkim ciągów dróg o dużych natężeniach ruchu przechodzących przez małe miasta i miejscowości. Jednak i w tej sytuacji kierowcy przemieszczający się tranzytem i nielubiący powolnej jazdy omijają ten obszar czy ciąg drogowy na danym odcinku i poszukują innych tras w danym regionie. Zjawisko to z punktu widzenia uspokajania ruchu w danym miejscu jest jednak korzystne, gdyż prowadzi do zmniejszenia natężenia ruchu, co samo w sobie jest pozytywne z punktu widzenia oddziaływania ruchu na środowisko zamieszkania.

Wg Dudka [2], który badał sieci drogowe o charakterze obwodnicowo – promienistym, „uspokojenie ruchu bez pogarszania parametrów funkcjonalnych jest możliwe tylko w układach posiadających kilka obwodnic. W przypadku układów z trzema obwodnicami pogorszenie jest tylko nieznaczne". Na podstawie analizy współczynnika przeciążenia można stwierdzić, że sieci o charakterze promienistym (tylko z obwodnicą wewnętrzną) nie spełniają wymagań ruchu samochodowego, nawet przy niskich wartościach wskaźnika motoryzacji. Dochodzi w nich do koncentracji ruchu w centrum miasta i praktycznie wszystkie ulice położone na tym obszarze są przeciążone.

Wpływ zmian w obciążeniu układu drogowo – ulicznego w śródmieściu Krakowa po wprowadzeniu w 1988r. koncepcji uspokojenia ruchu, w której znacząco ograniczono dostępność, analizowali Melanowski i Rudnicki [3]. W obszarze Starego Miasta nastąpiła redukcja ruchu wjeżdżającego o ok. 70%, natężenie ruchu na objętych uspokojeniem odcinkach północnym i zachodnim I obwodnicy spadło o 40÷58%, na ulicach promienistych dochodzących do Starego Miasta natężenie ruchu zmalało o 10 do 25%, a prędkość ruchu pojazdów komunikacji zbiorowej na obszarze objętym uspokojeniem zwiększyła się o 10%. Niekorzystnym, choć przejściowym efektem uspokojenia ruchu wewnątrz śródmieścia, był wzrost natężeń ruchu w Alejach Trzech Wieszczów – na zachodniej części II obwodnicy Krakowa o 20÷25% oraz blisko 500 p/h (tj. aż o 130%) na dwupasowej ul. Warszawskiej.

Jednakże w całym mieście w tym czasie ruch wzrósł o 30%. Zatem wzrost ruchu na ciągach, które przejęły część ruchu z ulic uspokojonych i tak dokonałby się (choćby tylko w wyniku wzrostu motoryzacji), aż do wyczerpania przepustowości tych ciągów.

Do podobnych wniosków w zakresie zmian w obciążeniu ruchem i przenoszenia się ruchu na ulice otaczające ulice w strefie uspokajanej skłaniają również wyniki analiz autora wykonanych dla śródmieścia Chełma Lubelskiego [4]. Wykonane analizy symulacyjne z uwzględnieniem projektowanych ograniczeń wskazują, że na wybranych odcinkach układu nastąpi zmniejszenie natężeń ruchu, na których wprowadzone zostaną ograniczenia. Ruch na ulicach ruchu uspokojonego będzie odbywał się z niższą prędkością poniżej dozwolonej, a kierowcy nie będą mieli możliwości wyboru i wyprzedzania. Ocenia się, że średnia prędkość podróży na ulicach lokalnych nie przekroczy 30 km/h, co oznacza wg HCM – 85 [5] dla ulic w centrach miast poziom swobody ruchu C i niższy. Jednocześnie nastąpi przeniesienie się ruchu na inne ulice, a wzrost potoków ruchu na tych ulicach powoduje pogorszenie się warunków ruchu drogowego i obniżenie prędkości podróży. Zjawisko dalszej migracji potoków ruchu z ulic wewnątrz zabytkowego centrum dotyczy ciągów ulic o charakterze obwodnicy centrum, tj. od południa oraz od północy śródmieścia. Nastąpi również wzrost pracy przewozowej układu drogowo – ulicznego i czasu podróży. Zmniejszenie negatywnych skutków ograniczenia dostępności centrum i niekorzystnego wzrostu obciążeń ciągów obwodowych może nastąpić przez równoczesne rozwijanie układu parkingów na obrzeżu Chełmskiej Starówki i wprowadzenie form zarządzania parkowaniem przez skrócenie czasu postoju i wymuszenie na przyjezdnych większej rotacji. Zwiększenie potoków ruchu drogowego na uliczkach lokalnych wobec bardzo małych możliwości poszerzenia przekrojów jezdni wymusi wprowadzenie zakazów zatrzymywania się i parkowania samochodów. Dotyczyć to będzie przede wszystkim ciągu ulicznego prowadzonego równolegle do ciągu ulicznego wyłączonego z ruchu, co może być uciążliwe dla mieszkańców.

3. ZMIANY WYBRANYCH PARAMERTÓW WARUNKÓW RUCHU ORAZ GEOMERTII PRZEKROJÓW ULICZNYCH

Ograniczenie prędkości do 30÷40km/h nie wpływa ujemnie na przepustowość drogi, gdyż największa przepustowość pasa ruchu występuje przy prędkości 50 km/h, a zmiany w obustronnym 10÷20 - kilometrowym przedziale są niewielkie i nie przekraczają 5÷10% [6]. Ograniczenie prędkości ruchu powoduje zmniejszenie odległości między pojazdami, przez co na tej samej przestrzeni jezdni może się zmieścić więcej samochodów.

Uspokojenie ruchu może być wdrażane na ulicach o dominującej funkcji ruchowej (tablica 1) nie przekraczających od 500 sam. osob. w godzinie szczytu (so/$h_{sz)}$ w miastach małych, do 1200 so/h_{sz} w miastach dużych. Jest rzeczą obiektywnie wyczuwalną, że uciążliwości komunikacyjne, w tym wielkość potoku ruchu, inaczej są odbierane w obszarach zurbanizowanych różnej wielkości. W warunkach holenderskich ta różnica między obszarem małym, a dużym wynosi aż 2,5 raza [7].

Do podobnych wniosków w zakresie maksymalnych natężeń ruchu, przy których możliwe jest uspokojenie, prowadzą doświadczenia niemieckie. Kryteria niemieckie [8] kwantyfikują w funkcji natężenia ruchu jakość obszaru zamieszkania oraz bezpieczeństwo wzdłuż ciągu drogowego i przekraczania jej przez pieszych. Jakiekolwiek działania uspokojenia ruchu nie powinny być wdrażane przy natężeniach na drodze powyżej 12000 p/d, gdyż jakość obszaru zamieszkania określana jest jako zła, konieczne jest stosowanie sygnalizacji świetlnej na skrzyżowaniach oraz stosowanie segregacji poziomej ruchu rowerowego od potoku ruchu na jezdni.

W warunkach szwajcarskich [9] uspokojenie ruchu jest dozwolone na drogach zbiorczych

oraz w układzie lokalnym. Maksymalnie dozwolone natężenie ruchu na ulicach zbiorczych nie może przekraczać 500 p/h, a prędkość projektowa powinna wynosić 40 km/h. Na ulicach układu obsługującego natężenie ruchu nie powinno przekraczać 250 p/h, a prędkość projektowa powinna być mniejsza od 40 km/h. Na ulicach mieszkaniowych natężenia ruchu nie mogą być większe od 100 p/h, a prędkości projektowej nie określa się. Zauważyć należy, że poszczególnym klasom ulicy o ruchu uspokojonym przypisuje się różne preferowane sposoby ich użytkowania. Na ulicach obsługujących priorytetem jest zapewnienie parkowania długookresowego oraz umożliwienie zawracania parkującym pojazdom. Geometria skrzyżowań kształtowana jest również w funkcji gabarytów pojazdów z nich korzystających.

Tablica 1. Charakterystyka funkcji ruchowej ulic miejskich w aspekcie uspokojenia ruchu [7]

Funkcja ruchowa	Wielkość obszaru zurbanizowanego	Dopuszczalne natężenia ruchu drogowego [so/h_{sz}]
Dominująca	Małe miasta i miejscowości	400 ÷ 500
	Miasta średnie	600 ÷ 700
	Duże miasta	800 ÷ 1200 (wyjątkowo 2000)
Umiarkowana	Małe miasta i miejscowości	200 (250) ÷ 400
	Miasta średnie	200 (250) ÷ 600
	Duże miasta	200 (250) ÷ 800
Ograniczona	Wszystkie tereny zurbanizowane	< 200 (250)
Odcinki bez funkcji ruchowej		Nie ma ruchu pojazdów (ew. 10 p/d)

W warunkach południowo – afrykańskich [10] uspokojenie ruchu może być wdrażane na ulicach zbiorczych i układu obsługującego o dozwolonej prędkości ruchu nie przekraczającej 60 km/h. Za maksymalne wartości natężeń ruchu przyjęto 400 p/h na ulicy zbiorczej oraz 200 p/h na ulicach lokalnych i dojazdowych.

Z porównania wielkości natężeń ruchu w zależności od klasy drogi wynika, że na ulicach o ruchu uspokojonym natężenie ruchu nie powinno przekraczać 500 p/h na ulicach zbiorczych oraz 100 p/h na ulicach dojazdowych w osiedlach mieszkaniowych. Nie przekroczenie powyższych progów wartości natężeń ruchu jest gwarancją osiągnięcia consensusu między obsługą komunikacyjną obszaru, jego funkcją urbanistyczną oraz wymogami środowiska zamieszkania.

Struktura rodzajowa ruchu drogowego wpływa na szerokości pasów ruchu i jezdni. Wg zaleceń niemieckich [11] przy dozwolonej prędkości ruchu V=50 km/h i dwukierunkowym ruchu samochodów ciężarowych szerokość jezdni może wynosić 6,5m, a przy dozwolonej prędkości nieprzekraczającej 40 km/h i dwukierunkowym ruchu samochodów ciężkich, szerokość jezdni może być mniejsza i wynosić 5,5m* Zauważyć należy, że gdy dominują w przekroju samochody osobowe, szerokość przekroju może być ograniczona do 4,5 m. Wg wymogów holenderskich [7] szerokość jezdni może się zmieniać od 2,75 m dla ruchu jednokierunkowego i 5,25 m dla ruchu dwukierunkowego przy natężeniu ruchu mniejszym od 100 p/h, do 6,0 m dla ruchu dwukierunkowego przy natężeniu ruchu 300÷400 p/h.

Wprowadzenie uspokojenia ruchu na danym ciągu drogowo – ulicznym lub w danej strefie obszaru zurbanizowanego wymusza wprowadzenie przekształceń w sieci drogowej

* We wdrożonym w 1995r. projekcie uspokojenia ruchu na przejściu drogi krajowej nr 21 przez Kobylnicę Słupską zastosowano szerokość pasa ruchu 3,25m, która była kompromisem między proponowaną przez projektantów – 3,0 m, a szerokością postulowaną przez zarządcę drogi – 3,5 m, który uzasadniał ww. wartość dużym udziałem ruchu ciężkiego [12].

przede wszystkim pod kątem ograniczeń prędkości oraz kształtu sieci. Zauważyć należy, że pod względem długości, ulic lokalnych jest z reguły więcej niż układu podstawowego, co może skłaniać do strefowego obniżania prędkości do 30 km/h w całym mieście, a podwyższania tylko na ulicach układu podstawowego, jak to ma miejsce w Graz (Austria) [13] czy w Gladsaxe (Dania) [14].

Jedną z uciążliwości powstających przy wprowadzeniu uspokojenia ruchu są straty czasu, na jakie narażeni są użytkownicy pojazdów. Dotyczy to szczególnie służb miejskich – pojazdy straży pożarnej oraz ambulansów pogotowia ratunkowego. Wg doświadczeń amerykańskich [15,16] szacuje się, na największe straty czasu są narażone ambulanse pogotowia ratunkowego przewożące pacjentów, dla których strata czasu na pojedynczym progu wynosi od 4,3 s do 10,3 s w zależności od prędkości przemieszczania się i rosną wraz z dozwoloną wyższą prędkością. Przy serii 6 progów zwalnianych straty czasu wynoszą od 7 do 23 % w zależności od typu pojazdu.

4. WARUNKI RUCHU PIESZEGO, ROWEROWEGO I ŚRODKÓW TRANSPORTU PUBLICZNEGO W STREFACH I NA CIĄGACH RUCH USPOKOJONEGO

Uspokojenie ruchu jest formą promocji ruchu pieszego, rowerowego i środków transportu zbiorowego oraz nadania priorytetu tym formom przemieszczeń. Stworzenie przyjaznych warunków dla pieszych polega na podniesieniu stanu bezpieczeństwa ruchu tej kategorii uczestników ruchu i stworzeniu warunków promujących ruch pieszy przez:

- wyznaczanie stref i ciągów wyłącznego ruchu pieszego,
- poszerzanie chodników,
- wyznaczenie przejść dla pieszych, w tym również z pierwszeństwem w stosunku do ruchu samochodowego,
- lokalizację na ciągach pieszych ławek dla odpoczynku i innych urządzeń obsługi pieszych,
- aranżacji ciągów pieszych elementami małej architektury,
- wprowadzaniu informacji kierunkowej dla pieszych.
- wprowadzanie nawierzchni przejść dla pieszych o innej fakturze i/lub odmiennym kolorze niż nawierzchnia jezdni dla ruchu kołowego,
- zmniejszenie długości drogi przejścia dla pieszych,
- wyrównywanie poziomu chodnika z poziomem przejścia,
- tworzenie wewnątrz stref ruchu uspokojonego stref wyłącznego ruchu pieszego, ewentualnie z dopuszczonym z ograniczeniami ruchem samochodowym.

Stworzenie przyjaznych warunków dla podróży rowerami, m.in. [1,7,13] polega przede wszystkim na:

- integracji ruchu rowerowego z ruchem samochodowym przez wprowadzenie ograniczeń dozwolonej prędkości ruchu do poziomu zmniejszającego zagrożenie wypadkowe,
- wprowadzeniu w niektórych przypadkach segregacji poziomej w formie wydzielenia tras dla rowerów i pieszych równolegle do jezdni w formie ścieżek lub pasów dla rowerów i chodników,
- wprowadzeniu roweru na chodniki i przekształcenie ich w ciągi pieszo – rowerowe,
- wprowadzaniu informacji kierunkowej dla rowerzystów.

Uspokojenie ruchu w odniesieniu do ruchu rowerowego daje możliwość zastąpienia lub znacznego ograniczenia potrzeby budowy infrastruktury liniowej dla ruchu rowerowego, tj. ścieżek rowerowych lub wydzielonych pasów ruchu rowerowego, ze względu na wprowadzone ograniczenia prędkości do max. 30 km/h. Zauważyć należy, że samo ograniczenie prędkości do ww. wartości oraz ukształtowanie przekrojów ulicznych w sposób

wymuszający na kierowcach zmniejszenie tej prędkości sprawia, że są to warunki ruchu sprzyjające rowerzystom. Stwarza to zachętę do większego niż dotychczas i bezpiecznego wykorzystania roweru. Oznacza, że w strefach ruchu uspokojonego nie jest konieczna budowa wydzielonych z jezdni ścieżek rowerowych lub pasów rowerowych na jezdniach poza szczególnymi miejscami*. W związku z powyższym ścieżki rowerowe, wydzielone ścieżki rowerowe oraz pasy dla rowerów w strefach ruchu uspokojonego można pozostawić na kierunkach przemieszczeń, które stanowią główne kierunki przemieszczeń rowerowych oraz gdy chce się nadać priorytet dla ruchu rowerowego.

Wprowadzanie przeszkód i zmianę poziomu jezdni, m.in. przez budowę progów zwalniających, korzystne bardzo w aspekcie ograniczania prędkości ruchu samochodowego, może być czynnikiem negatywnie oddziaływującym na warunki ruchu rowerowego. W związku z tym konieczne jest wprowadzanie rozwiązań o charakterze consensusu, tak aby można było osiągnąć redukcję prędkości ruchu samochodowego i jednocześnie nie pogarszać warunków ruchu rowerowego.

Poprawa obsługi transportem zbiorowym stanowi rekompensatę za wprowadzane ograniczenia dla samochodów indywidualnych. Linie transportu zbiorowego wprowadzane zostają do wnętrz obszarów i penetrują niedostępne dla samochodów osobowych lub dostępne w ograniczonym zakresie odcinki ulic. Nadanie priorytetu dotyczy praktycznie wszystkich mechanicznych środków transportu zbiorowego, w tym przede wszystkim autobusów oraz tramwajów. Oprócz wprowadzania tych pojazdów do wnętrz uspakajanych obszarów, wyznaczane są pasy ruchu pod prąd w stosunku do ruchu samochodowego, torowiska tramwajowe oraz autobusy prowadzone są po wspólnej powierzchni z ruchem pieszym i rowerowym. Na ulicach o ograniczonej dostępności dla autobusów i rowerów wyznaczane są „bramy", przez co ulice te dostępne są tylko dla ww. środków lokomocji. W strefach ruchu uspokojonego zwraca uwagę stosowanie taboru przystosowanego do wąskich często ulic oraz do łuków o małych promieniach na skrzyżowaniach. W tym celu wykorzystuje się często autobusy krótkie o długości do 10 m oraz kilkunastoosobowe minibusy. Należy tak dobierać rozwiązania, aby stosowane środki redukcji prędkości dla ruchu samochodów nie utrudniały przemieszczeń i nie powodowały ograniczeń prędkości pojazdów transportu zbiorowego.

5. WARUNKI RUCHU POJAZDÓW ZAOPATRZENIA RUCHU POJAZDÓW SŁUŻB RATOWNICZYCH I KOMUNALNYCH

Możliwość realizacji zaopatrzenia w obszarach, w których wprowadzono uspokojenie jest warunkiem nieodzownym zapewnienia ich funkcjonowania. Zakres wprowadzanych ograniczeń wobec tych kategorii uczestników ruchu jest z reguły mniejszy niż wobec ruchu samochodowego. Pojazdy zaopatrzenia mają z reguły prawie nieograniczoną dostępność i udostępniane są im również wydzielone pasy ruchu autobusowego prowadzone pod prąd na ulicach jednokierunkowych. Samochody zaopatrzenia mają często również zagwarantowany prawnie i fizycznie wjazd do stref wyłączonych z ruchu kołowego i przeznaczonych wyłącznie dla pieszych, przy czym dozwolona dostępność do tych obszarów lub ich części, poza ulicami ogólnie dostępnymi ogranicza się do wyznaczonych godzin.

Zagadnienie dostępności sieci ulic dla służb ratowniczych i komunalnych jest elementem zapewnienia bezpiecznego funkcjonowania każdego rodzaju obszaru, w tym również stref ruchu uspokojonego. Jezdnie powinny charakteryzować się w miarę możliwości gładką nawierzchnią, umożliwiającą przemieszczanie się pojazdów ww. kategorii pojazdów bez przeszkód, szerokością jezdni gwarantującą przejazd pojazdów ratowniczych oraz wygodny

* Dotyczy to przede wszystkim odcinków, gdzie ze względu na wysoką rangę drogi rowerowej należy zachować ciągłość połączenia w formie wydzielonej infrastruktury dla rowerów.

dojazd pod wejścia do budynków i konieczność zapewnienia dostatecznej powierzchni przed wysokimi budynkami dla ustawienia samochodu pożarniczego z drabiną*. Dla zabezpieczenia możliwości dojazdu do każdego z budynków powinny być wprowadzone ograniczenia w parkowaniu w niedozwolonych miejscach, co można osiągnąć środkami fizycznymi organizacji ruchu i kontrolami tych miejsc. Wymagania w stosunku do ruchu służb komunalnych są podobne, jak w stosunku do pojazdów zaopatrzenia i służb ratowniczych.

WNIOSKI

1. Wprowadzane przekształcenia sieci drogowo – ulicznej wpływają znacząco na odciążenie poszczególnych odcinków ulic w uspokajanej strefie, jak również, co jest oczywiste, następuje zjawisko przenoszenia się potoków ruchu z odcinków o ograniczonej dostępności na odcinki dostępne dla danej relacji. Jednocześnie zwiększa się praca przewozowa układu oraz czas podróży w sieci.
2. Wprowadzenie koncepcji uspokojenia ruchu w obszarze lub na ciągu drogowo – ulicznym wymaga przekształceń w dostępności oraz przekształceń w sieci w obszarze uspokojenia, w tym dostosowanie fizyczne przekrojów normalnych, celem wymuszenia zmniejszenia prędkości.
3. Ograniczenie prędkości nie zmniejsza znacząco przepustowości, a przez jej zmniejszenie jest możliwość poprawy stanu bezpieczeństwa ruchu oraz warunków środowiska zamieszkania. Wprowadzenie uspokojenia ruchu wymaga poprawy warunków dla ruchu pieszego, rowerowego i transportu publicznego, aby zrekompensować użytkownikom ograniczenie dostępności dla samochodów osobowych.
4. Na ulicach o ruchu uspokojonym natężenie ruchu nie powinno przekraczać 500 p/h na ulicach zbiorczych oraz 100 p/h na ulicach dojazdowych w osiedlach mieszkaniowych. Nie przekroczenie powyższych progów wartości natężeń ruchu jest gwarancją osiągnięcia consensusu między obsługą transportową obszaru, jego funkcją urbanistyczną oraz wymogami środowiska zamieszkania.
5. Powstanie strat czasu spowodowanych ograniczeniem prędkości jazdy w strefach 30 nie jest znaczące, o ile odcinki uspokajane nie są zbyt długie. Niedogodności te są rekompensowane innymi zaletami uspokojenia ruchu, jak poprawa bezpieczeństwa i warunków środowiska zamieszkania oraz poprawą estetyki ulic.
6. Dotychczasowe, badania krajowe o ograniczonym zakresie dotyczące wpływu uspokojenia ruchu na warunki drogowo – ruchowe wymagają prowadzenia w Polsce kompleksowych badań uwzględniających różne warunki przestrzenne i transportowe.

Piśmiennictwo

[1] Zalewski A.: Uspokojenie ruchu jako zagadnienie urbanistyczne, Wydawnictwa Politechniki Łódzkiej, Łódź 2011.
[2] Dudek M.: Modelowanie wpływu rozwoju motoryzacji na obciążenie sieci ulic, Materiały III Konferencji Naukowo – Technicznej "Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego", SITK RP, Poznań 2001, s. 105 – 114.
[3] Melanowski Z. i Rudnicki A.: Uspokojenie ruchu na przykładzie śródmieścia Krakowa, TM nr 7-8. 1995. s. 1-9.

* W warunkach polskich zagadnienia dróg przeciwpożarowych reguluje *Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 16.06.2003r. w sprawie przeciwpożarowego zaopatrzenia w wodę oraz dróg pożarowych* (Dz. U. nr 121, poz. 1139), wg którego minimalna szerokość drogi przeciwpożarowej powinna wynosić 3,6 m, a szer. jezdni 3,0m. Droga powinna mieć trwałą nawierzchnię i być pozbawiona przeszkód stałych.

[4] Zalewski A., Pietrucha F. i inni.: Materiały przedprojektowe dotyczące zmiany organizacji ruchu kołowego w centrum miasta Chełma i analiza skutków wprowadzenia tych zmian na funkcjonowanie systemu komunikacyjnego chełmskiej starówki, Zarząd Miasta Chełma, AZ – Plan s.c., Warszawa 1998.
[5] Highway Capacity Manual 1985. TRB Special Report 209. Washington D.C., 1994.
[6] Amarcande.: La rue - Un espace a mieux partager, Paris 1990.
[7] CROW: Recommendations for traffic provisions in built – up areas ASVV, Ede 1998.
[8] Mazur H., Lauenstein D. i inni.: Erfahrungen mit Tempo 30 Umwelt Bundes Amt, Walter Heine, Hannover 1996.
[9] Norme Suisse SN 640280.
[10] City of Johannesburg: Traffic Calming Policy, Johannesburg 2002.
[11]Neufert E.: Podręcznik projektowania architektoniczno – budowlanego, Arkady, Warszawa 2010.
[12] Zalewski A.: Rozwiązania techniczno - funkcjonalne uspokajające ruch w ciągu drogi krajowej nr 21 w Kobylnicy Słupskiej, BRD - Bezpieczeństwo Ruchu Drogowego, nr 2-3/1997.
[13] Sammer G. (1997). Tree years experience with the 30 km/hour speed limit from the cyclist's viewpoint, Proceedings 10th International Bicycle Planning Conference Velo – City '97, Barcelona, s. 115 – 118.
[14] Christiansen I.: Cycling Plan and Speed Management Plan in the Municipality of Gladsaxe, Conference Velo-City Global 2010, Copenhagen 2010.
[15] Portland Bureau of Fire: The Influence of Traffic Calming Devices on Fire Vehicle Travel Times, Rescue and Emergency Service and Bureau of Traffic Management, Portland (Oregon) 1996.
[16] Austin Fire Department: An Analysis of Speed Humus Effects on Response Times, Austin (Texas) 1996.

PRINCIPLES OF TRANSFORMATION OF ROAD NETWORK ELEMENTS IN TRAFFIC CALMING SOLUTIONS IN ASPECT OF NEEDS OF DIFFERENT TRAFFIC PARTICIPANTS

Summary

The paper is a review and discussion of problems of transformation of road network in traffic calming solutions related to the needs of different traffic participants. Changes of load traffic network, road traffic conditions on sections of streets and intersections, proposals for redevelopment, conditions for walking, cycling, public transport as well as traffic conditions for the supply of traffic and municipal emergency services in the context of traffic calming are presented. Implementation of the concept of traffic calming in the area or on road itinerary requires transformations in accessibility and transformations of the network in the area of calming, including adjustment of the physical cross sections, in order to force a reduction in speed. The speed limit does not reduce significantly the speed, and by its reduction is the possibility of improving traffic safety and environmental conditions of residence. The introduction of traffic calming needs to improve conditions for walking, cycling and public transport to compensate for users the limited access for cars.

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - MOSTY

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Jacek CHRÓŚCIELEWSKI [1]
Anna BANAŚ [2]
Maciej MALINOWSKI[3]
Mikołaj MIŚKIEWICZ [4]
Politechnika Gdańska

AWARIA WIADUKTU NAD AUTOSTRADĄ A2

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono opis awarii i działań naprawczych drogowego wiaduktu po uderzeniu przejeżdżającej pod nim koparki. Zwrócono uwagę na skutki uderzenia, ich wpływ na wytężenie konstrukcji. Przedstawiono wyniki teoretycznych analiz statyczno-wytrzymałościowych wiaduktu w stanie poawaryjnym. Omówiono sposób doraźnego zabezpieczenia i naprawy obiektu oraz warunki dalszej jego eksploatacji. Przedstawiono wyniki dodatkowych badań pod próbnym obciążeniem przeprowadzonych po naprawie konstrukcji.

SŁOWA KLUCZOWE: mosty drogowe, awaria, analizy numeryczne, badania, diagnostyka, MES

1. WSTĘP

W ostatnich latach dość często dochodzi do uszkodzeń obiektów mostowych w wyniku uderzeń różnego rodzaju pojazdów [1]. W większości przypadków awarie te są spowodowane niefrasobliwością oraz brawurą kierowców jak i przewoźników, w wyniku czego dochodzi do zagrożenia bezpieczeństwa ruchu jak również bezpieczeństwa samych obiektów inżynierskich [1,2]. Uszkodzenia obiektów tego typu zdarzają się także w czasie ich budowy lub przed oddaniem ich do eksploatacji. Są one spowodowane najczęściej przez uderzenia sprzętu budowlanego poruszającego się po drogach lub terenie pod przęsłami. Skutki tego typu kolizji mogą naruszać nośność i obniżać żywotności konstrukcji.

2. CHARAKTERYSTYKA OMAWIANEGO OBIEKTU

Konstrukcję nośną wiaduktu stanowi dwuprzęsłowy, zespolony ustrój ciągły belkowo-płytowy o rozpiętości $L_c = 2 \times 27{,}00$ *m* (rys.1). Konstrukcję przęseł wiaduktu stanowi 5 dźwigarów stalowych o stałej wysokości w rozstawie co 2,25 *m*, zespolonych z żelbetową

[1] jchrost@pg.gda.pl
[2] annbanas@pg.gda.pl
[3] mamalin@pg.gda.pl
[4] mmisk@pg.gda.pl

płytą pomostu o grubości 25 *cm*. Na podporach ustrój opiera się na łożyskach elastomerowych za pośrednictwem poprzecznic żelbetowych, w których kotwione są dźwigary stalowe. Monolityczne przyczółki żelbetowe oraz filar – cztery słupy żelbetowe o średnicy Ø1,2 *m* – posadowione są bezpośrednio na ławach fundamentowych.



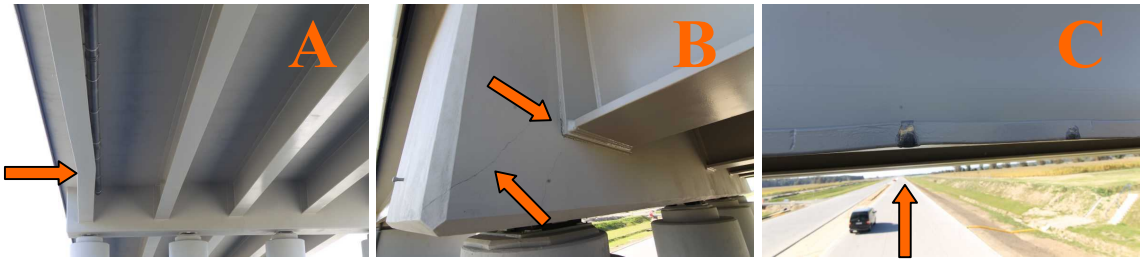
Rys.1. Widok ogólny wiaduktu (próbne obciążenie po naprawie)

3. OPIS AWARII - USZKODZENIA

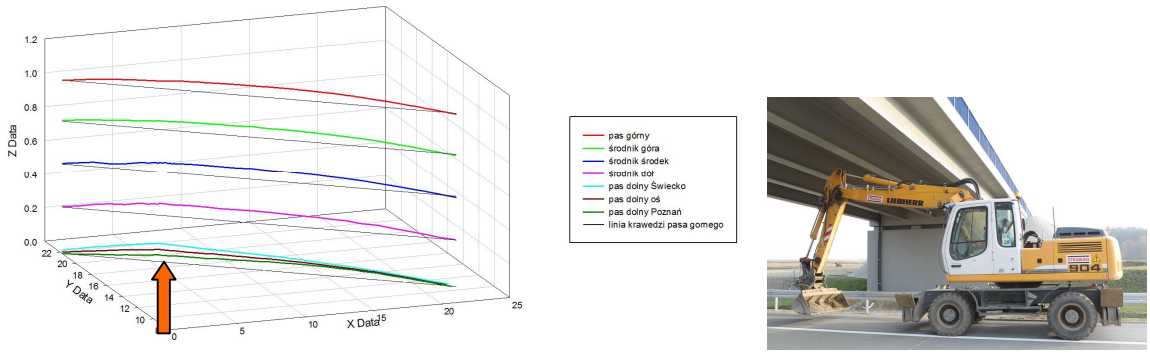
Przejeżdżająca autostradą koparka uderzyła w ustrój nośny – w skrajny dźwigar stalowy jednego z przęseł [3]. Uderzenie nastąpiło w obszarze ¼ rozpiętości przęsła od strony filara środkowego. Wydarzenie miało miejsce przed oddaniem do eksploatacji odcinka autostrady na którą zlokalizowany jest obiekt. Wiadukt przeszedł wcześniej próbne obciążenie z wynikiem pozytywnym i był oddany do użytkowania. W wyniku uderzenia powstały następujące uszkodzenia konstrukcji (rys.2,3):

- trwałe plastyczne przemieszczenie ze skręceniem pasa dolnego (max wychylenie poziome pasa dolnego w miejscu uderzenia było rzędu 12 *cm*),
- lokalne, punktowe trwałe odkształcenia krawędzi pasa dolnego,
- trwałe przemieszczenia poziome środnika z jego wygięciem w stosunku do zespolonego z pomostem pasa górnego,
- lokalne odspojenie blachy czołowej skrajnego dźwigara od poprzecznicy nad filarem,
- zarysowanie poprzecznicy nad filarem w sąsiedztwie zakotwienia skrajnej belki.

W czasie przeprowadzonych oględzin obiektu nie stwierdzono odspojenia pasa górnego od płyty żelbetowej pomostu, pęknięć spoin pachwinowych styku pasów ze środnikiem ani zarysowań płyty pomostu współpracującej z dźwigarami stalowymi. Propagacja uszkodzeń w dźwigarze i stan deformacji całej konstrukcji wskazuje, że główny efekt uderzenia stosunkowo niedużej masy został przejęty przez dźwigar. Efekt propagacji skutków na pozostałą część konstrukcji zniwelowała duża masa i bezwładność całego obiektu w tym dodatkowo bardzo sztywnej na pracę tarczową żelbetowej płyty pomostu. W rezultacie gry wszystkich sił bezwładności i charakterystycznego układu sztywnościowego konstrukcji, stalowy dźwigar zareagował na uderzenie, tak jakby był utwierdzony w nieruchomej części betonowej.



Rys.2. Uszkodzenia skrajnego dźwigara głównego: A - trwałe poziome przemieszczenie pasa ze skręceniem i środnika z wygięciem, B - odspojenie blachy czołowej dźwigara i zarysowanie poprzecznicy nad filarem, C - lokalna, trwała deformacja krawędzi pasa w miejscu uderzenia

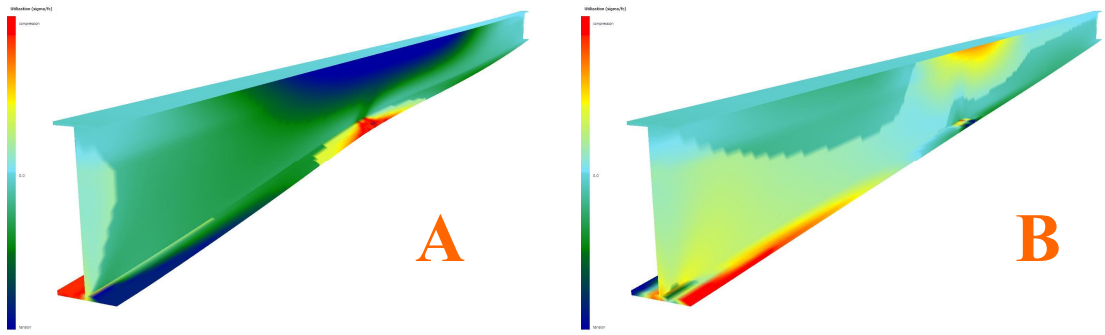


Rys.3. Wizualizacja geometrii uszkodzonego dźwigara w obrębie przęsła oraz sprawca zdarzenia.

4. ANALIZY STAtYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWE

Analizy numeryczne uszkodzonej konstrukcji, w celu określenia wpływu uszkodzenia na nośność dźwigara i ustroju niosącego wiaduktu, prowadzono na dwóch przestrzennych modelach obliczeniowych MES [3]:

- modelu powłokowo-belkowym całej konstrukcji przęseł,
- modelu powłokowym wyseparowanego, uszkodzonego dźwigara głównego z odpowiednimi warunkami brzegowymi odzwierciadlającymi stan sił wewnętrznych i naprężeń w dźwigarze przed uderzeniem (rys. 4).



Rys.4. Wizualizacja modelu MES wyseparowanego uszkodzonego dźwigara głównego: A - stan wytężenia w momencie uderzenia, B - stan wytężenia po uderzeniu i stabilizacji trwałych deformacji

Analizę MES stopnia wytężenia uszkodzonego dźwigara powstałego na skutek uderzenia przeprowadzono iteracyjnie w zakresie nieliniowym z uwzględnieniem historii trwałych przemieszczeń i odkształceń. Do dyskretyzacji form traktowanych jako powierzchniowe wykorzystano 2-wymiarowe, 4–węzłowe powłokowe elementy skończone typu Timoszenko–Reissnera. Elementy te są klasy C^0, z odpowiednimi modyfikacjami (wzbogaceniem) funkcji kształtu, które eliminują efekt blokady (zakleszczania). Są one całkowane metodą Gaussa regułą 4–punktową, tj. w sposób pełny (FI).

Na podstawie wyników nieliniowych analiz numerycznych oszacowano siłę uderzenia na poziomie 435 *kN*. Ekstremalne teoretyczne wartości naprężeń powstałych w uszkodzonym dźwigarze wynosiły:

- w chwili uderzenia: w pasie dolnym $\sigma_{PD} = 387{,}9$ *MPa*, w środniku $\sigma_{ŚR} = 406{,}9$ *MPa*,
- po uderzeniu (stan obciążeń stałych i stabilizacja deformacji plastycznych) $\sigma_{PD} = 312{,}3$ *MPa*, w środniku $\sigma_{ŚR} = 289{,}3$ *MPa*.

Na skutek przekroczenia granicy plastyczności stali ($R_{e\,min} = 335 \div 355$ *MPa*) doszło więc do trwałych odkształceń lokalnych z efektem wejścia stali w zakres wzmocnienia po

przejściu strefy płynięcia. W takich sytuacjach, w konstrukcjach rzeczywistych może wystąpić zjawisko shakedown. W tym przypadku o charakterze dostosowania/adaptacji konstrukcji pod działaniem obciążeń niskocyklicznych, w wyniku czego dochodzi do stabilizacji pętli histerezy dla stali. W analizowanym przykładzie – zrealizowano tzw. program obciążenia konstrukcji w wyniku którego można było zbadać czy zachodzi tu w/w stabilizacja typu shakedown. Program obciążenia objął następujące cykle: ciężar stały obiektu (1), uderzenie/odciążenie (2), prostowanie naprawcze (3), niskocykliczne obciążenie/odciążenie użytkowe (4, 5, 6, … itd.) oczywiście realizowane w zakresie zaawansowanej nieliniowości geometrycznej i materiałowej (plastyczności).

5. ZAKRES NAPRAWY

Na podstawie analizy powstałych uszkodzeń oraz przeprowadzonych obliczeń określono niezbędny zakres prac naprawczych i zalecenia dotyczące dalszej eksploatacji obiektu [3]. Naprawa obejmowała iniekcję rys poprzecznicy i odspojenia blachy czołowej dźwigara stalowego od powierzchni betonu poprzecznicy oraz prostowanie dźwigara stalowego - odtworzenie globalnej geometrii belki poprzez wypychanie dźwignikiem hydraulicznym odkształconego pasa dolnego (rys. 5).



Rys.5. Konstrukcja wzmacniająca i wsporcza do prostowania dźwigara, fazy przywracania pierwotnej geometrii

Warunkiem koniecznym, po przeprowadzonej naprawie i przed ponownym oddaniem obiektu do eksploatacji był pozytywny wynik badań próbnego obciążenia wiaduktu. Celem przeprowadzenia tych badań była weryfikacja stanu wytężenia i sprawdzenia poprawności zachowania się naprawionej konstrukcji.

6. WERYFIKUJĄCE PRÓBNE OBCIĄŻENIE

Weryfikacyjne badania podczas próbnego obciążenia przeprowadzone po naprawie obiektu prowadzono w zakresie statycznym i dynamicznym [6]. Badania statyczne obejmowały pomiary: przemieszczeń - ugięć konstrukcji uszkodzonego przęsła, odkształceń/naprężeń w pasie dolnym naprawianego dźwigara oraz przemieszczeń poziomych i pionowych skrajnego naprawianego dźwigara głównego w obrębie poprzecznicy nad filerem (sprawdzenie poprawności zakotwienia dźwigara stalowego w żelbetowej poprzecznicy). Badania dynamiczne dotyczyły pomiarów tych samych parametrów jak przy próbach statycznych oraz dodatkowo pomiar składowych przyspieszeń konstrukcji. Podczas testów statycznych zrealizowano dwa identyczne ustawienia (przęsłowe i podporowe) obciążenia próbnego jak podczas wcześniej przeprowadzonych badań odbiorowych przed awarią. Badania dynamiczne przeprowadzono przy przejazdach samochodów z różnymi prędkościami (V_{max}=50 *km/h*) oraz z dodatkowym wzbudzeniem konstrukcji przy przejazdach pojazdów przez sztuczną przeszkodę w formie progu wysokości 10 *cm*. Próg ten sytuowano na jezdni w wyselekcjonowanych miejscach wywołujących ekstremalne efekty dynamiczne w badanych przekrojach pomiarowych.

Podczas prowadzonych badań po naprawie uszkodzonego dźwigara, najistotniejszym testem była realizacja ustawienia przęsłowego U1. Ustawienie to powtórzono dwukrotnie aby zaobserwować powtórną reakcję konstrukcji na obciążenie. Wyniki mierzonych parametrów porównywano także z rezultatami pierwotnych badań odbiorowych wiaduktu [4, 5]. Poniżej przedstawiono uzyskane wartości ugięć oraz naprężeń w pasie uszkodzonego dźwigara podczas badań odbiorowych oraz w trakcie weryfikacyjnego obciążenia próbnego (tab. 1,2,3,4).

Tab.1. Wyniki statycznych pomiarów ugięć w przęśle 1 uszkodzonym uzyskane podczas realizacji weryfikacyjnego próbnego obciążenia po naprawie wiaduktu (ustawienie przęsłowe U1)

UGIĘCIA - PRZEKRÓJ 1-1	punkt pom.	$f_{pomierzone}$			$f_{teoret.}$	$f_{spręż.}/f_{teoret}^{*}$	$f_{trwałe}/f_{spręż.}$
		$f_{całk.}$	$f_{spręż.}$	$f_{trwałe}$			
		mm	mm	mm	mm	%	%
Ustawienie U1 po naprawie	u1/1	15,66	14,89	0,77	14,15	105	5,2
	u2/1	13,37	12,73	0,64	12,93	98	5,0
	u3/1	6,98	6,49	0,49	8,09	80	7,6

Tab.2. Wyniki statycznych pomiarów ugięć w przęśle 1 uszkodzonym uzyskane podczas realizacji weryfikacyjnego próbnego obciążenia po naprawie wiaduktu (powtórne ustawienie przęsłowe U1bis)

UGIĘCIA - PRZEKRÓJ 1-1	punkt pom.	$f_{pomierzone}$			$f_{teoret.}$	$f_{spręż.}/f_{teoret}^{*}$	$f_{trwałe}/f_{spręż.}$
		$f_{całk.}$	$f_{spręż.}$	$f_{trwałe}$			
		mm	mm	mm	mm	%	%
Ustawienie U1 bis po naprawie	u1/1	14,75	14,75	0,00	14,15	104	0,0
	u2/1	12,71	12,71	0,00	12,93	98	0,0
	u3/1	6,41	6,41	0,00	8,09	79	0,0

Tab.3. Wyniki statycznych pomiarów ugięć w przęśle 1 uzyskane podczas realizacji odbiorowego próbnego obciążenia wiaduktu (ustawienie przęsłowe U1)

UGIĘCIA - PRZEKRÓJ 1-1	punkt pom.	$f_{pomierzone}$			$f_{teoret.}$	$f_{spręż.}/f_{teoret}^{*}$	$f_{trwałe}/f_{spręż.}$
		$f_{całk.}$	$f_{spręż.}$	$f_{trwałe}$			
		mm	mm	mm	mm	%	%
Ustawienie U1	u1/1	15,32	14,19	1,13	14,15	100	8,0
	u2/1	13,75	12,71	1,04	12,93	98	8,2
	u3/1	7,24	6,65	0,59	8,09	82	8,9

Podczas badań po naprawie potwierdzono zgodność wyników mierzonych parametrów z wynikami uzyskanymi podczas badań odbiorowych. Po realizacji powtórnego ustawienia przęsłowego U1 oraz ustawienia podporowego U3, uzyskano na poziomie mierzalnym zerowe trwałe odkształcenia/naprężenia oraz przemieszczenia pionowe – ugięcia uszkodzonego przęsła, co świadczy o wystąpieniu oczekiwanego zjawiska shakedown – czyli dostosowania – adaptacji konstrukcji pod działaniem obciążeń niskocyklicznych.

Analiza i zgodność uzyskanych wyników badań statycznych i dynamicznych (tab.5) realizowanych podczas weryfikacyjnego i odbiorowego próbnego obciążenia wskazały na poprawną pracę ustroju niosącego wiaduktu.

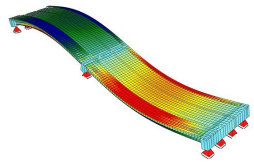
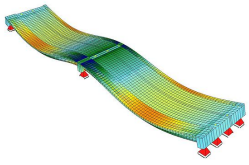
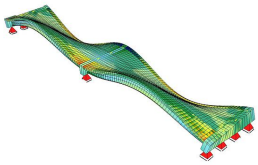
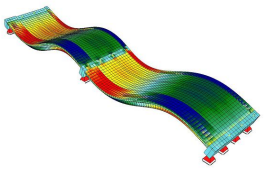
Tab.4. Wyniki statycznych pomiarów odkształceń/naprężeń w przęśle 1 uzyskane podczas realizacji weryfikacyjnego oraz odbiorowego próbnego obciążenia wiaduktu (ustawienie przęsłowe U1)

Obciążenie	Średnie naprężenia σ [*MPa*] w pasie dolnym uszkodzonego dźwigara		
	Przekrój pom. 1-1 max f_{1-1}, max σ_{1-1}	Przekrój pom. 2-2 miejsce uderzenia	Przekrój pom. 3-3 p. podporowy
Weryfikacyjne obciążenie próbne po naprawie			
Ustawienie U1 σ_{pom} [*MPa*]	40,5	20,0	-22,1
σ_{pom} / σ_{teoret} [%]	94	104	71
Ustawienie U1bis σ_{pom} [*MPa*]	40,5	20,5	-21,2
σ_{pom} / σ_{teoret} [%]	94	107	68
Odbiorowe próbne obciążenie			
Ustawienie U1 σ_{pom} [*MPa*]	45,6	-	-26,0
σ_{pom} / σ_{teoret} [%]	106	-	83



Rys.6. Weryfikacyjne próbne obciążenie: A - statyczne ustawienie przęsłowe U1, B - czujniki w strefie podporowej uszkodzonego dźwigara, C - czujniki pomiarowe w miejscu uderzenia na pasie dolnym dźwigara

Tab.5 - Wyniki badań dynamicznych – porównanie teoretycznych i uzyskanych z pomiarów częstotliwości drgań własnych konstrukcji

			
f_{teoret} = 3,28 *Hz* $f_{pom\ 1}$ = 3,2 *Hz* $f_{pom\ 2}$ = 3,3 *Hz*	f_{teoret} = 5,28 *Hz* $f_{pom\ 1}$ = 5,0 *Hz* $f_{pom\ 2}$ = 5,2 *Hz*	f_{teoret} = 6,48 *Hz* $f_{pom\ 1}$ = 7,4 *Hz* $f_{pom\ 2}$ = 7,4 *Hz*	f_{teoret} = 11,05 *Hz* $f_{pom\ 2}$ = 10,9 *Hz*

gdzie: f_{teoret} – wartość teoretyczna częstotliwości drgań własnych konstrukcji
$f_{pom\ 1}$ – wartość częstotliwości drgań własnych konstrukcji oszacowana na podstawie wyników badań dynamicznych podczas odbiorowego próbnego obciążenia obiektu
$f_{pom\ 2}$ – wartość częstotliwości drgań własnych konstrukcji oszacowana na podstawie wyników badań dynamicznych podczas weryfikacyjnego próbnego obciążenia po naprawie obiektu

7. WNIOSKI

Zachowanie się konstrukcji w trakcie procesu prostowania dźwigara i podczas weryfikujących badań in situ potwierdziły słuszność i poprawność przyjętej metodyki działania. Otrzymano bardzo dobrą zgodność rzeczywistego zachowania się konstrukcji z teoretycznymi symulacjami jej odpowiedzi na zadane obciążenia.

Omawiany przypadek awarii i działań ekspercko-naprawczych potwierdził zasadność stosowania zaawansowanych obliczeń numerycznych i niestandardowych badań in situ w celu wypracowania opłacalnej i szybkiej metodyki naprawy oraz diagnozowania i weryfikacji zachowania się rzeczywistych konstrukcji inżynierskich i skuteczności działań naprawczych.

Piśmiennictwo

[1] Radomski W., Dynamiczne przyczyny awarii mostów, XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane", , Szczecin- Międzyzdroje, 23-26 maja 2007

[2] Chróścielewski J., Banaś A., Malinowski M., Miśkiewicz M., Sitarski A.: Awaria wiaduktu w m. Borkowo nad obwodnicą trójmiasta. *XXV Konferencja naukowo-techniczna*: *Awarie Budowlane 2011*. KILIW PAN, KN PZITB, ITB, PZIITB, ZUT WBIA Szczecin - Międzyzdroje 24-27.05.2011. Materiały konferencyjne. s.1203-1210. ISBN 978-83-7663-077-9

[3] Chróścielewski J., Malinowski M., Banaś A., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł, Sitarski A.: Ekspertyza naukowo-techniczna dotycząca uszkodzeń skrajnego dźwigara wiaduktu drogowego WD-37 nad autostradą A2 w km 54+691,39 w ciągu drogi powiatowej 1237F, Politechnika Gdańska, WILiŚ, KMBiM, 2011.

[4] Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M Pyrzowski Ł: Projekt próbnego obciążenia wiaduktu drogowego WD37 w ciągu drogi powiatowej nr 1237F, nad autostradą A2 w km 54+691,39, ARKOBI – Maciej Malinowski, 2011.

[5] Chróścielewski J., Malinowski M., Rutkowski R., Banaś A., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł, Sitarski A., Rutkowski T.: Sprawozdanie z badań podczas próbnego obciążenia wiaduktu drogowego WD37 w ciągu drogi powiatowej nr 1237F, nad autostradą A2 w km 54+691,39, Gdańsk, Politechnika Gdańska WILiŚ KMBiM, 2011

[6] Chróścielewski J., Malinowski M., Rutkowski R., Banaś A., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł, Sitarski A., Rutkowski T.: Sprawozdanie z badań podczas próbnego obciążenia po naprawie wiaduktu drogowego WD37 w ciągu drogi powiatowej nr 1237F, nad autostradą A2 w km 54+691,39, Gdańsk, Politechnika Gdańska WILiŚ KMBiM, 2011.

DAMAGE OF ROAD VIADUCT ABOVE MOTORWAY A2

Summary

The aim of his paper is to describe the damage of road viaduct caused by impact of digger. This paper presents a comprehensive overview of the effects of the impact and current technical condition of the viaduct. The results of theoretical static analysis after the failure are shown. Temporary preservation and the perspective of future exploitation are discussed. Finally results of verification load tests after repair of viaduct are present.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Marcin GÓRECKI[1]
Politechnika Lubelska
Grażyna ŁAGODA[2]
Politechnika Warszawska
Marek ŁAGODA [3]
Politechnika Lubelska, IBDiM

DŹWIGARY MOSTOWE ZE ŚRODNIKAMI Z BLACH FALISTYCH W ŚWIETLE BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

STRESZCZENIE

Wytyczne zawarte w normie PN-EN 1993-1-5 [4], dotyczące metod określania nośności ze względu na zginanie i ścinanie, opierają się między innymi na wielu wynikach otrzymywanych w drodze badań eksperymentalnych. Grubości środników badanych dźwigarów nie przekraczały 3,5 mm. Blachownice ze środnikami o takiej grubości stosowane są w budownictwie przemysłowym. Zastosowanie środnika falistego wiąże się ze zmniejszeniem ciężaru w stosunku do belek ze środnikiem płaskim przy zachowaniu nośności na tym samym poziomie. Tradycyjne budownictwo mostowe, wykorzystujące dźwigary stalowe ze środnikami z blach płaskich, wymaga stosowania dźwigarów o znacznie większej grubości środnika, często oszpeconego usztywniającymi żebrami.

W niniejszej pracy przedstawiono opis badań laboratoryjnych i komputerowych, przeprowadzonych na dźwigarach stalowych ze środnikiem falistym o grubości 7mm. Zaprezentowano również wyniki badań i wnioski końcowe.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje mostowe, dźwigary stalowe, blachownice, środniki faliste

1. WPROWADZENIE

Belki w przeszłości były elementami konstrukcyjnymi obiektów, w których zawsze występował problem uzyskania niewielkiego ciężaru w stosunku do rozpiętości. Prace nad tym zagadnieniem doprowadziły do uzyskania optymalnego rozwiązania dla dźwigarów zginanych. Najistotniejsze jest dążenie do skupienia masy w pasach z możliwie dużym odstępem od osi obojętnej przekroju. Między pasami powinien znajdować się tylko materiał konieczny do zapewnienia dystansu między elementami ściskanymi i rozciąganymi. Materiał wypełniający tę przestrzeń przenosi również siły poprzeczne (siły ścinające). Najlepiej spełniającym powyższe wymagania rozwiązaniem konstrukcyjnym jest zastosowanie modelu

[1] m.gorecki@pollub.pl
[2] g.lagoda@il.pw.edu.pl
[3] m.lagoda@pollub.pl

kratownicowego. W związku z występowaniem wielu elementów prętowych w ustroju kratownicowym, wykonawstwo tego typu konstrukcji stalowych wiąże się z poniesieniem zwiększonych kosztów, przeznaczonych na sam proces wytwórczy. Poza dźwigarami kratowymi w budownictwie wykorzystywane są również dźwigary blachownicowe. Analogicznie do kratownic, w ustrojach blachownicowych należy grubość pasów dobierać odpowiednio do wysokości środników w celu optymalnego przenoszenia sił wewnętrznych, czyli momentów zginających i sił poprzecznych.

W układach blachownicowych występują jednak elementy, które wymagają szczególnego podejścia przy projektowaniu konstrukcji. Środkowa część przekroju (środnik), ze względu na optymalizację masy, wykonywana jest z reguły jako element o niewielkiej grubości w stosunku do jego wysokości i długości. Tak smukły kształt jest powodem podatności środnika na utratę stateczności. W celu zapobieżenia takiemu zjawisku należy zapewnić niezbędną sztywność środnika. Jednym z rozwiązań może być zwiększenie grubości rozpatrywanego elementu. Bardziej powszechne jest stosowanie żeber pionowych i poziomych, spawanych do środników. Jednak podnoszą one, w istotnym stopniu, koszty wykonania dźwigarów, ponadto wpływają bardzo niekorzystnie na wygląd boczny ustroju nośnego [1].

Zwiększenie sztywności środnika można uzyskać poprzez zastosowanie blach falistych. Dostępne kształty pofałdowań (sinusoidalny, trapezoidalny, trójkątny, korytkowy, komórkowy, trapezoidalny z usztywnieniem) inspirowały do tworzenia rożnych kształtów środników. Obecnie można wykonywać je z blach trapezoidalnych, sinusoidalnych, trójkątnych lub prostokątnych.

Blachownice z falistym środnikiem stały się konkurencją dla dźwigarów, wykonywanych z kształtowników walcowanych i tradycyjnych blachownic z płaskim środnikiem. Dzieje się tak za sprawą mniejszego ciężaru i zwiększonej sztywności pionowej środnika [2].

Dotychczas prowadzone prace badawcze na belkach stalowych ze środnikami z blach falistych wykazały, że przemieszczenia postaciowe falistego środnika są przyczyną nieliniowości i zwiększenia globalnych przemieszczeń całego ustroju. Postaciowa utrata stateczności falistego środnika skutkuje pojawieniem się załomów plastycznych [3]. Spostrzeżeń tych dokonano podczas eksperymentów prowadzonych na blachownicach ze środnikiem o kształcie sinusoidalnym o grubości do 3,0 mm. Ten zakres grubości blach środnika falistego stosowany jest w budownictwie przemysłowym. Norma PN-EN 1993-1-5 [4] w załączniku D informacyjnie podaje wytyczne do wyznaczenia nośności przy zginaniu w blachownicach o środnikach falistych. W celu określenia nośności przy zginaniu należy przyjąć najmniejszą spośród wartości uzyskanych według wzoru:

$$M_{yRd} = \min\begin{cases} \dfrac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}}\left(h_w + \dfrac{t_1 + t_2}{2}\right) \\ \dfrac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}}\left(h_w + \dfrac{t_1 + t_2}{2}\right) \\ \dfrac{b_1 t_1 \chi f_{yf}}{\gamma_{M0}}\left(h_w + \dfrac{t_1 + t_2}{2}\right) \end{cases}. \tag{1}$$

Podane zależności w wyraźny sposób demonstrują zależność nośności przy zginaniu od wymiarów przekroju poprzecznego pasów (b_1, t_1, b_2, t_2 - odpowiednio szerokość i grubość

pasa górnego i dolnego, h_w - wysokość środnika) jak również od granicy plastyczności (f_{yf} - granica plastyczności pasa, $f_{yf,r}$ - wartość zredukowanej granicy plastyczności).

Nieco bardziej skomplikowanym zagadnieniem jest przenoszenie siły poprzecznej. Nośność ze względu na ścinanie uzależniona jest głównie od pola przekroju środnika (h_w - wysokość środnika, t_w - grubość środnika) jak również od granicy plastyczności środnika f_{yw} i jest opisana wzorem:

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} h_w t_w . \tag{2}$$

Istotnym parametrem pojawiającym się we wzorze jest współczynnik redukcyjny. Jest on mniejszą z wartości współczynników niestateczności miejscowej $\chi_{c,l}$ i ogólnej $\chi_{c,g}$. O poziomie wielkości współczynnika niestateczności decyduje smukłość płytowa lokalna lub globalna, uzyskana na podstawie naprężeń krytycznych τ_{cr}, zależnych od sztywności poszczególnych paneli. Biorąc pod uwagę globalną niestateczność, norma PN-EN 1993-1-5 [4] proponuje określenie sztywności płytowej w dwóch płaszczyznach:

- sztywność giętna w płaszczyźnie prostopadłej do tworzącej powłoki D_x:

$$D_x = \frac{E \cdot t_w^3}{12\left(1-\nu^2\right)} \frac{w}{s}, \tag{3}$$

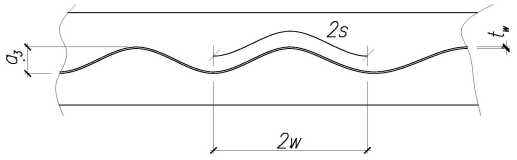
- sztywność giętna w płaszczyźnie równoległej do tworzącej powłoki D_z:

$$D_z = \frac{E \cdot I_z}{w}, \tag{4}$$

gdzie:

$$I_z = \frac{a_3^2 t_w}{8}\left[1 - \frac{0{,}81}{1 + 2{,}5\left(\frac{a_3}{4w}\right)^2}\right]. \tag{5}$$

Można zaobserwować, że nośność na ścinanie w bezpośredni sposób zależy od kształtu fali samego środnika jak również od jego grubości (rys. 1).



Rys. 1. Geometria środnika sinusoidalnego

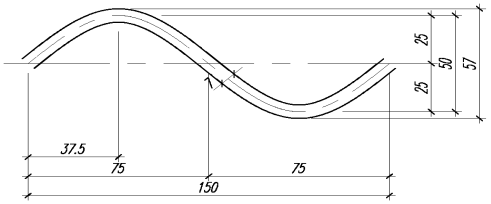
Wytyczne zawarte w normie PN-EN 1993-1-5 [4] zostały opracowane na podstawie 70 wyników zaczerpniętych z różnych publikacji [5]. Dźwigary, które były potraktowane jako belki wzorcowe, miały środnik o grubości mniejszej niż 3,5 mm.

Mostownictwo stawia większe wymagania odnośnie wielkości przenoszonych obciążeń. Wiąże się to z indywidualnym traktowaniem każdej konstrukcji. Grubość środników w tradycyjnych blachownicach wykonanych z blach płaskich, w budownictwie mostowym, przewyższa wymiar 10 mm. Zaleta podkreślana przez różne zespoły badawcze, dotycząca redukcji ciężaru dźwigarów ze względu na zastosowanie środnika z blachy falistej, w porównaniu z tradycyjnymi dźwigarami, dała podstawę do przeprowadzenia badań dźwigarów ze środnikami z blach falistych o grubości nieco mniejszej od 10 mm. Przeprowadzono badania, w których ustrojem nośnym była blachownica ze środnikiem wykonanym z blachy falistej o grubości 7 mm.

2. OPIS BADAŃ

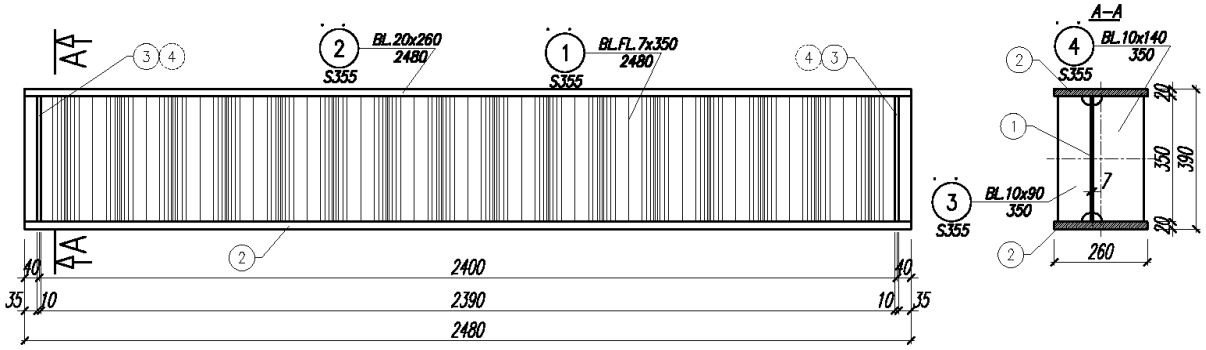
2.1. Program badań

Do badań przygotowano belki wykonane ze stali S355 o następujących charakterystykach materiałowych według normy PN-EN-10025-2 [6]: granica plastyczności - $R_{eH\,min}$=355MPa, wytrzymałość na rozciąganie - $R_{m\,min}$=510MPa, moduł sprężystości podłużnej E_1=205GPa, moduł sprężystości poprzecznej E_2=80GPa, wytrzymałość obliczeniowa f_d=305MPa [6]. Blachę środnika połączono z pasami za pomocą spoin pachwinowych. Środnik wykonano z blachy falistej o kształcie sinusoidalnym grubości 7mm (rys 2).



Rys. 2. Geometria fali sinusoidalnej

Badania laboratoryjne przeprowadzono na dwóch belkach mających wymiary jak na rysunku 3 o oznaczeniach F1 i F2. W odległości 40mm od końców belki, w osi podparcia belki, wprowadzono dodatkowo żebra na pełnej wysokości środnika.

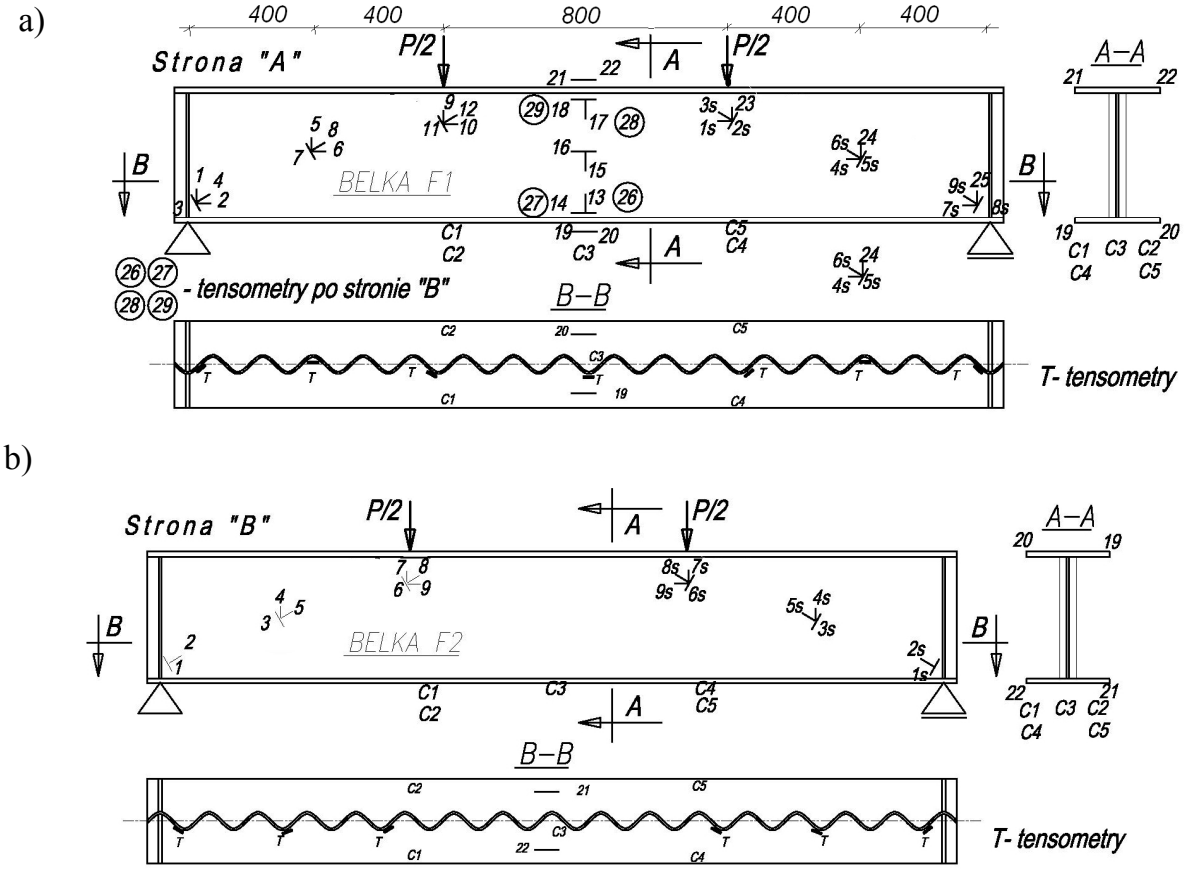


Rys. 3. Geometria dźwigara ze środnikiem falistym F1, F2

2.2. Przygotowanie elementów do badań i pomiary

Dźwigary stalowe badane były w schemacie 4-punktowym. Jedna z podpór wykonana była jako podpora przegubowa, nieprzesuwna, natomiast druga z podpór była przegubowa, przesuwna.

Wykorzystywane stanowisko badawcze dysponowało jednym siłownikiem hydraulicznym. Zgodnie z programem badań, w celu uzyskania dwóch sił skupionych oddalonych o 800 mm od podpór, zastosowano belkę pośrednią, dzięki której uzyskano zakładany schemat statyczny.



Rys. 4. Rozmieszczenie czujników pomiarowych: a) dźwigar ze środnikiem falistym F1; b) dźwigar ze środnikiem falistym F2

W trakcie badań dokonywano pomiaru odkształceń. Na pierwszej belce oznaczonej jako F1 było 34 punkty pomiarowe. Belki F1 i F2 różniły się tym, że w belce F1, patrząc od strony naklejonych tensometrów, nad podporami był grzbiet fali, a w belce F2 – jej spód (rys. 4). Podczas eksperymentu monitorowano również wielkość przemieszczeń pasa dolnego. Pomiary wykonywane były za pomocą czujników indukcyjnych.

Proces obciążania odbywał się cyklicznie do momentu zniszczenia belki. Zgodnie z programem badań wartość obciążenia w każdym kolejnym cyklu zwiększała się o 200 kN. Po uzyskaniu żądanej maksymalnej siły następowało odciążenie do wartości zerowej. W trakcie trwania jednego cyklu dokonywano przerw przy wielokrotności liczby 200 kN w celu zapisu wyników z kilku urządzeń analogowych.

Belkę stalową ze środnikiem falistym poddano analizie numerycznej przy użyciu programu Autodesk Algor Simulation Professional 2010. Dźwigar ze środnikiem falistym opisano modelem powłokowym. W powierzchni środkowej pasów i w powierzchni

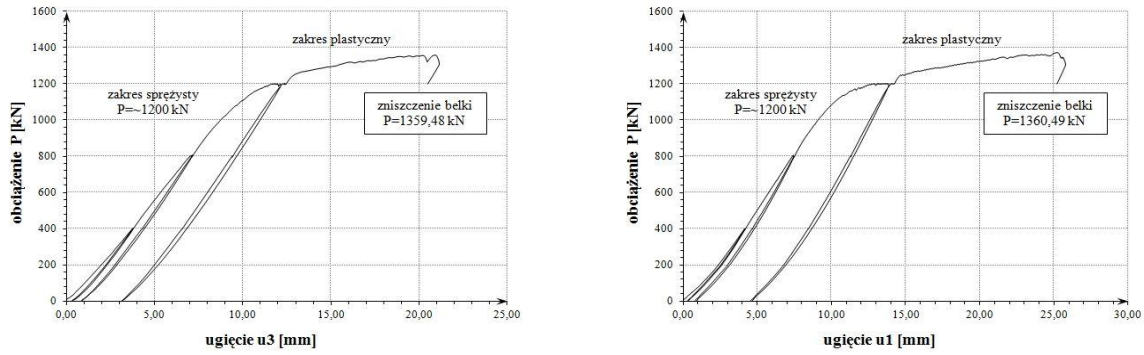
środkowej falistego środnika usytuowano powłoki. Rozstaw powłok pasa górnego i pasa dolnego wynosił 370 mm.

Warunki brzegowe zostały zdefiniowane w dolnym pasie w miejscu występowania żeber. Obciążenie zadeklarowano jako układ sił skupionych o wypadkowej $^1/_2P$, występujące na całej szerokości pasa, w odległości 800 mm od podpory. W celu odzwierciedlenia dużej sztywności elementu obciążającego dźwigary podczas badań laboratoryjnych, w modelach komputerowych zastosowano element powłokowy o równie dużej sztywności, za pośrednictwem którego przekazywano obciążenie na pas blachownicy. Siatka elementów skończonych pasów została dopasowana do kształtu środnika.

2.3. Wyniki badań

W trakcie kolejnych cykli obciążenia, poczynając od wartości zerowej obciążenia, zaobserwowano niewielki przyrost ugięć trwałych. Na podstawie analizy przemieszczeń blachownicy w jej płaszczyźnie, zaobserwowano iż wykres *P-u* wykazywał wyraźnie nieliniowy charakter po przekroczeniu przez obciążenie około 88 % siły granicznej. Przy tym poziomie wartości siły niszczącej powstał przegub plastyczny, co widoczne jest na wykresie jako trwałe przemieszczenie o wartości 3,2 mm i rozpoczęcie nowej gałęzi pętli histerezy (rys. 5). Dla modelu F1 siła graniczna miała wartość 1359,48 kN.

a) b)



Rys. 5. Zależność obciążenie - ugięcie: a) dla belki F1 w punkcie C3, b) dla belki F2 w punkcie C1

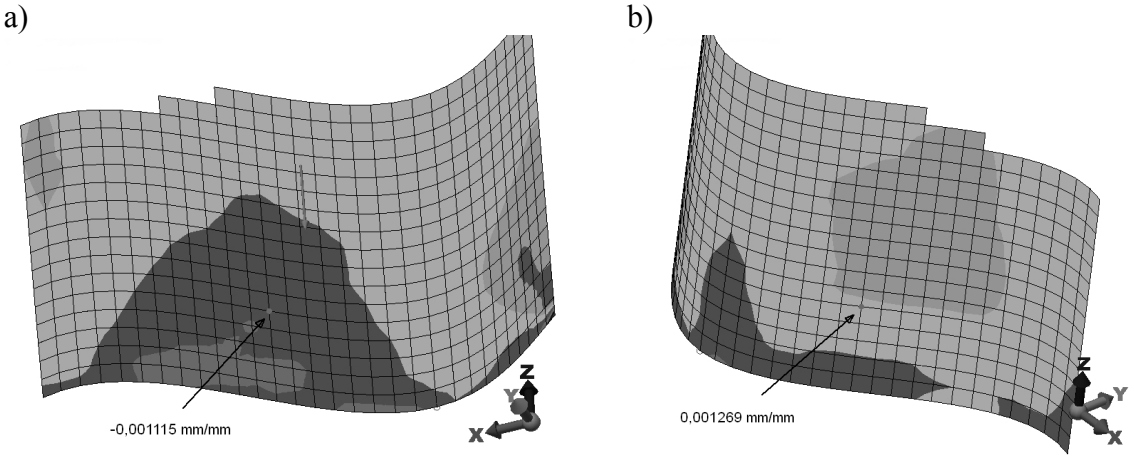
Podczas prowadzonego eksperymentu przy użyciu belki F2 ugięcia przyjmowały wartość o około 10 % większą w stosunku do belki F1 przy tych samych wartościach sił obciążających. Podczas przeprowadzonej próby zniszczenia modelu badawczego F2 odnotowano zbliżoną siłę niszczącą, która wynosiła 1360,49 kN. W obydwu przypadkach zaobserwowano liniowość ścieżki równowagi statycznej do wartości około $0{,}88P_{gr}$.

Tablica 1. Pomierzone odkształcenia poszczególnych belek przy obciążeniu 1200kN

BELKA	Ugięcie [mm]	Odkształcenie w [‰] przy sile 1200 kN							
		400mm od podpory				Pod siłą $^1/_2$P			
		p.n.	p.p.	p.n.	p.p.	p.n.	p.p.	p.n.	p.p.
F1	C2 11,78	T7 3,47	T5s 1,17	T8 -1,12	T6s ----	T11 0,78	T2s 0,53	T12 -1,46	T3s -0,88
F2	C1 14,07	T3 0,18	T3s 2,48	T5 3,75	T5s -1,58	T6 -1,80	T6s 2,09	T8 1,01	T8s -0,90

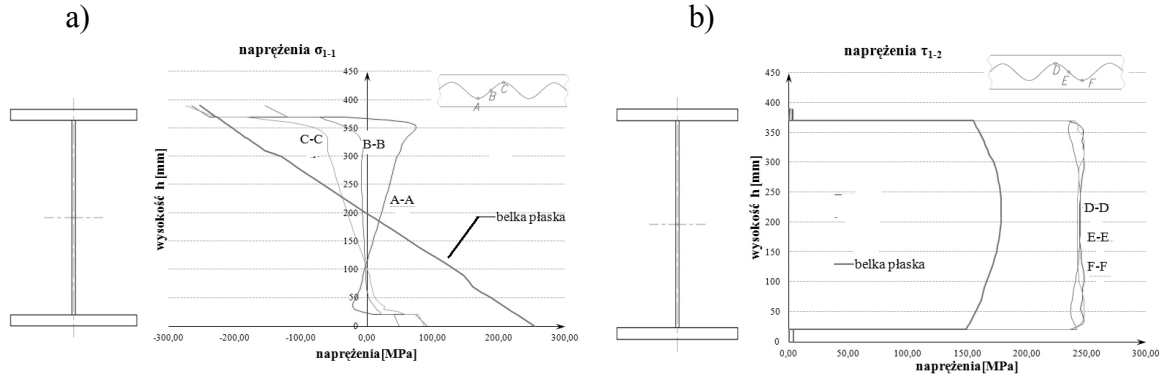
p.n. – podpora nieprzesuwna, p.p. – podpora przesuwna
lokalizacja tensometrów i czujników według rys. 5

W tablicy 1 zaprezentowano wartości liczbowe przemieszczeń pionowych badanych belek, zamieszczono również wielkości odkształceń kilku wybranych tensometrów dla każdej badanej belki przy stałej sile równej 1200kN. Charakterystyczne dla wyników zestawionych w tablicy jest to, że pomimo symetrycznego rozstawienia tensometrów względem osi symetrii belki, odkształcenia przyjmują różne znaki na przeciwległych końcach belki. Dostrzegalny jest fakt, że w zależności od strony umiejscowienia tensometru względem osi belki, wyniki mogą przyjmować różne znaki. Spostrzeżenie to zostało potwierdzone badaniami numerycznymi (rys. 6).



Rys. 6. Wartość odkształceń na kierunku 1-1 jednego punktu pomiarowego na przeciwległych powierzchniach

Symulacja komputerowa zachowania się belki ze środnikiem falistym pod obciążeniem wykazała kumulację naprężeń normalnych $\sigma_{1\text{-}1}$ w obrysie pasa blachownicy (rys. 7). Pozostała część przekroju wykazywała występowanie naprężeń o znacznie mniejszych wartościach.



Rys. 7. Rozkład naprężeń na wysokości przekroju dla siły około 1250 kN: a) σ1-1, b) $\tau_{1\text{-}2}$

2.4. Wnioski końcowe

Badania laboratoryjne jak również badania przy użyciu metod numerycznych dały możliwość sformułowania następujących wniosków:

- analizowana konstrukcja może być efektywnie modelowana przy użyciu powłokowych elementów skończonych typu SHELL zawartych w bibliotece programu ALGOR,

- ugięcia globalne belki, mierzone w strefie pasa dolnego różniły się o 15 % dla belki F1 i belki F2; osiągniecie przegubu plastycznego wystąpiło równomiernie, dla obydwu badanych elementów próbnych, na poziomie 85 ÷ 88 % siły niszczącej,
- odkształcenia środników belek F1 i F2, dowodzą że ich charakter uzależniony jest od powierzchni fali (inaczej jest po stronie wypukłej a inaczej po stronie wklęsłej fali),
- w płaszczyźnie pokrywającej się z osią symetrii przekroju poprzecznego, na wysokości środnika falistego, naprężenia styczne wykazują rozkład zbliżony do rozkładu naprężeń występujących w środniku belki z płaskim środnikiem, w przekrojach zbliżających się do szczytu fali rozkład naprężeń stycznych przyjmuje niemal stałą wartość na całej wysokości środnika,
- odkształcenia pojawiające się w środniku, w strefie gdzie występują największe momenty zginające, przyjmują znacznie mniejszą wartość w stosunku do odkształceń odnotowanych na zewnętrznych powierzchniach pasów - to spostrzeżenie dowodzi, że moment zginający przenoszony jest przez pasy.

Piśmiennictwo

[1] Łagoda G., Łagoda M., Górecki M., Leniak-Tomczyk A.: *Estetyczne i techniczne aspekty kształtowania środników dźwigarów w obiektach mostowych.* VI Krajowa Konferencja „Estetyka mostów" Warszawa-Jachranka 2008, s. 119-124.
[2] Abbas H.: Analysis and design of corrugated Web I-girders for bridges using high performance steel. Lehigh Univ. Bethlehem, 2003.
[3] Kowal Z., Basiński W.: O postaciowej nośności dźwigarów z falistym środnikiem. Inżynieria i Budownictwo, 4/2008, s. 197-200.
[4] PN-EN 1993-1-5:2008 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-5: Blachownice.
[5] Johansson B., Annex D to EN 1993-1-5 – Plate girders with corrugated webs., Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements", JRC Scientific and Technical Reports, October 2007, s. 152-167.
[6] PN-EN 10025-2:2007 Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych – Część 2: Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych.

BRIDGE GIRDERS WITH CORRUGATED WEBS IN THE LIGHT OF EXPERIMENTAL TESTS

Summary

The guidelines included in PN-EN 1993-1-5 concerning methods of determining the carrying capacity on account of bending and shear, are based on experimental tests results. Web's thickness of inspected girders was less than 3.5 mm. Girder webs with such thickness are applied in industrial buildings. Application of corrugated web is connected with weight reduction towards beams with flat web at keeping the carrying capacity on the plateau. Traditional bridge structures using steel beams with a web of flat metal plates require applying girders with much of the largest web's thickness.

In the paper FEM analysis and results of laboratory tests conducted on steel beams with corrugated web thickness of 7 mm were presented. Findings and final conclusions were also given.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Maciej KULPA[1]
Tomasz SIWOWSKI[2]
Politechnika Rzeszowska

WALIDACJA MODELI NUMERYCZNYCH TYPOWYCH WIADUKTÓW DROGOWYCH NA PODSTAWIE BADAŃ

STRESZCZENIE

W pracy podjęto próbę oceny różnych sposobów modelowania numerycznego przęseł wiaduktów drogowych, wykonanych z belek prefabrykowanych typu T. Do walidacji trzech modeli numerycznych o różnym stopniu dyskretyzacji posłużyły wyniki uzyskane z badań dziesięciu obiektów pod próbnym obciążeniem. W grupie badanych obiektów znajdowały się konstrukcje zarówno w ciągu jak i nad autostradami, o różnych szerokościach, zmiennych układach statycznych oraz zmiennych skosach skrzyżowania z osiami podparcia. Trzy modele numeryczne o różnym stopniu dyskretyzacji porównano z pracą rzeczywistych konstrukcji. W szczególności skupiono się na rozkładzie poprzecznym obciążenia i związanym z nim poziomie wytężenia wybranych belek. Wynik analizy wykazał, że zadowalający poziom zgodności symulacji numerycznej z rzeczywistością można osiągnąć już przy stosunkowo prostej dyskretyzacji przęsła, a nieznaczna modyfikacja modelu MES może prowadzić do poprawy tej zgodności.

SŁOWA KLUCZOWE: model numeryczny, próbne obciążenie, belki prefabrykowane, wiadukt drogowy

1. WSTĘP

Wiadukty drogowe z belek prefabrykowanych typu T są jednym z najpowszechniej stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych obiektów mostowych, budowanych w ostatnim dziesięcioleciu w ciągu polskich autostrad. Ich główne zalety związane są z maksymalnym uproszczeniem zarówno projektowania jak i budowy obiektu. Projektant podczas analizy statycznej takiej konstrukcji musi zdecydować się na przyjęcie pewnych uproszczeń, związanych ze stosowaniem katalogu [1]. W przypadku rozwiązania katalogowego nie ma zazwyczaj możliwości zmian przekroju elementu prefabrykowanego. Zastosowanie bardziej skomplikowanej analizy jest zasadne wówczas, gdy projektant z różnych względów chciałby odejść od rozwiązania typowego (np. w celu zmniejszenia liczby belek w przekroju poprzecznym).W pracy postanowiono odpowiedzieć na pytanie o poziom akceptowalnych uproszczeń modelu numerycznego i ich wpływ na zgodność z rzeczywistym zachowaniem się obiektu.

[1] kulpa@prz.edu.pl
[2] siwowski@prz.edu.pl

Na potrzeby badań odbiorczych typowych wiaduktów z prefabrykatów wykonano modele numeryczne obiektów, służące do obliczenia wielkości fizycznych (przemieszczenia, odkształcenia, przyśpieszenia, obroty, itp.), które podlegają weryfikacji podczas badań. Zbiór wyników pomiarów wielkości fizycznych pod próbnym obciążeniem statycznym stanowił jednocześnie podstawę do walidacji tych modeli. Walidacja polegała na porównaniu wielkości pomierzonych i uzyskanych z symulacji numerycznej. Jeśli pomierzone wartości przekraczają wartości obliczone, bądź nie osiągają odpowiedniego poziomu zgodności z nimi, może to oznaczać nieadekwatność stworzonego modelu numerycznego i/lub świadczyć o nieprawidłowościach na którymś z etapów realizacji obiektu.

Adekwatny poziom zgodności jest często sprawą dyskusyjną. Nie ma przepisów ograniczających „od dołu" minimalny poziom odwzorowania rzeczywistości za pomocą modelu numerycznego, przyjętego do analizy statycznej. Np. w badaniach opublikowanych w pracy [2] podano średni poziom zgodności dla analizowanego typu konstrukcji mostowej na poziomie 51% (!!!). Na wielkość rozbieżności pomiędzy wynikami badań i obliczeń w głównej mierze wpływają:

- sposób budowy modelu numerycznego i przyjęte uproszczenia w odwzorowaniu rzeczywistej konstrukcji;
- sposób odwzorowania rzeczywistego obciążenia;
- modele materiałowe i stałe liczbowe, przyjmowane do opisu właściwości materiałów w modelu obliczeniowym.

W przypadku badań obiektów mostowych środki obciążające i ich położenie na obiekcie są bardzo dobrze opisane. Bez większych przeszkód można je dokładnie odwzorować w modelu numerycznym. Z drugiej strony stałe materiałowe są zazwyczaj przyjmowane zgodnie z zaleceniami normowymi. W przypadku analizowanych obiektów decydującym parametrem jest moduł sprężystości betonu E_b, zależny od klasy betonu użytego w konstrukcji. Zarówno w wycofanej już polskiej normie [3] jak i w normie europejskiej PN-EN [4] jego wartości są przyjmowane jako średnie. Do tego należy dodać fakt, że w rzeczywistości beton (zwłaszcza układany *in situ*) jest wyższej klasy niż zakładany w projekcie. Z badań prowadzonych przez wykonawców obiektów wynika, że często uzyskuje się zwiększenie wytrzymałości o jedną lub nawet dwie klasy w stosunku do zalecanej w projekcie. Utrudnia to jednoznaczne określenie rzeczywistego modułu sprężystości betonu E_b. Problem ten był opisywany w wielu pracach, m.in. w pracy [2].

W obecnej praktyce projektowej prawie wszystkie nowoprojektowane konstrukcje są modelowane przy użyciu programów numerycznych. Im bardziej złożony i dokładny (ale także skomplikowany) jest model numeryczny, tym jego zgodność z rzeczywistym zachowaniem się konstrukcji jest lepsza. Jednakże wówczas nakład pracy, związany z analizą konstrukcji znacznie wzrasta. Powstaje pytanie o sens bardzo dokładnego modelowania konstrukcji w aspekcie uzyskanych z tego korzyści, związanych z lepszą znajomością wytężenia elementów przęsła. Niniejsza praca jest próbą analizy tego zagadnienia na przykładzie typowej, katalogowej konstrukcji mostowej.

Do walidacji zbudowanych modeli numerycznych posłużyły wyniki otrzymane z badań nowobudowanych obiektów. Zakład Dróg i Mostów Politechniki Rzeszowskiej w 2011 r. przeprowadził badania odbiorcze pod próbnym obciążeniem szeregu obiektów na podkarpackim odcinku autostrady A4. Znaczną część obiektów mostowych na tym odcinku stanowią wiadukty z prefabrykowanych belek typu T. Wartości uzyskane z badań porównano z wielkościami, obliczonymi przy zastosowaniu modeli numerycznych o różnym stopniu dyskretyzacji. Wyniki tego porównania pozwoliły na wyciągnięcie wniosków nt. zakresu niezbędnej dokładności oraz możliwości uproszczeń w modelowaniu numerycznym przęseł typowych wiaduktów z prefabrykowanych belek typu T.

2. OPIS BADANYCH OBIEKTÓW

Analizę przeprowadzono na grupie 10-ciu typowych wiaduktów drogowych, wykonanych z belek prefabrykowanych typu T-24 i T-27 (rys.1). W większości są to obiekty ciągłe, lecz dla porównania uwzględniono w analizie również dwa obiekty o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej. Obiekty składające się z dwóch niezależnych konstrukcji zostały oznaczone znakami (L) - pod jezdnia lewą oraz (P) – pod jezdnię prawą. Badane obiekty zostały zaprojektowane zarówno na klasę „A" (obiekty w ciągu autostrady), jak i klasę „B" (obiekty nad autostradą) wg normy [5]. Główne parametry geometryczne, charakteryzujące badane obiekty zestawiono w tablicy 1.



Rys 1. Typowy obiekt nad autostradą podczas badań pod próbnym obciążeniem

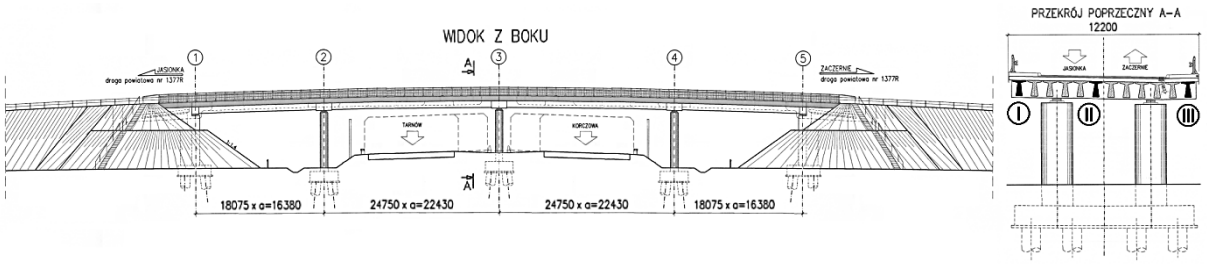
Tablica 1. Charakterystyki analizowanych obiektów

Oznaczenie obiektu	Liczba przęseł	Liczba belek	Rozpiętości teoretyczne [m]	Skos przęsła
WA-156 (L)	5	20	27,13 + 3 x 27,75 + 27,13	81,9º ÷ 82,8º
WA-156 (P)	5	20	27,13 + 3 x 27,75 + 27,13	81,9º ÷ 82,8º
WD-157	4	10	18,08 + 24,75 + 24,75 + 18,08	85,6º
WD-158	4	12	18,08 + 24,75 + 24,75 + 18,08	65,0º
WD-162 (L)	4	8	24,15 + 24,75 + 24,75 + 24,15	90,0º
WD-162 (P)	4	8	24,15 + 24,75 + 24,75 + 24,15	90,0º
WS-7 (L)	4	14	24,15 + 24,75 + 24,75 + 24,15	86,0º
WS-7 (P)	4	13	24,15 + 24,75 + 24,75 + 24,15	86,0º
WS-8 (L)	1	15	26,40	90,0º
WS-8 (P)	1	13	26,40	90,0º

W obiektach wieloprzęsłowych występują betonowe poprzecznice uciągające. Na potrzeby analizy przyjęto założenie, że pracują one jako elementy niezarysowane. Uwzględnienie zarysowania betonu i jego wpływ na sztywność poszczególnych elementów jest zagadnieniem trudnym do opisania [1]. Można przyjmować pewne uproszczenie, polegające na redukcji sztywności przekroju rozciąganego nad podporą, tzn. można pominąć udział betonu w strefach zarysowanych. Uproszczenie to leży po stronie bezpiecznej, a analiza jest prowadzona z dużym zapasem bezpieczeństwa. Jednak jak pokazuje doświadczenie, beton jest istotnym elementem przekroju na odcinkach pomiędzy rysami, a jego wpływ na sztywność jest zauważalny. Zatem w analizie przyjęto do obliczeń całą powierzchnię betonu uciąglającego, co jednak nie wpływa w sposób istotny na analizowany rozkład poprzeczny obciążenia.

3. BADANIA POD PRÓBNYM OBCIĄŻENIEM

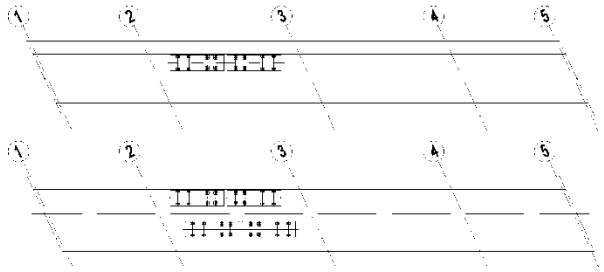
Badanie pod próbnym obciążeniem przeprowadzono dla każdego przęsła pojedynczego obiektu. W każdym przęśle mierzono m.in. ugięcia w środku rozpiętości trzech belek prefabrykowanych, dwóch skrajnych i środkowej (rys.2). W analizie poniżej podano wyniki tylko dla przęseł środkowych (dłuższych). Zgodnie z zaleceniami GDDKiA [6] liczbę oraz masę środków obciążających dobierano tak, aby pod próbnym obciążeniem uzyskać siły wewnętrzne w badanych belkach na poziomie 75 ÷ 100 % wytężenia, wywoływanego klasą obciążenia normowego (charakterystycznego), na jaką obiekt został zaprojektowany.



Rys.2. Schemat przykładowego wiaduktu (WD-158) z oznaczeniem badanych belek (I-III)

Podczas badania każdego przęsła samochody były wprowadzane na obiekt w dwóch etapach (rys.3):

- schemat niesymetryczny – schemat częściowy, obejmujący nie więcej niż 50% całkowitego przewidzianego obciążenia, zlokalizowanego przy jednej krawędzi obiektu;
- schemat symetryczny – schemat pełny, obejmujący całkowite przewidziane obciążenie.



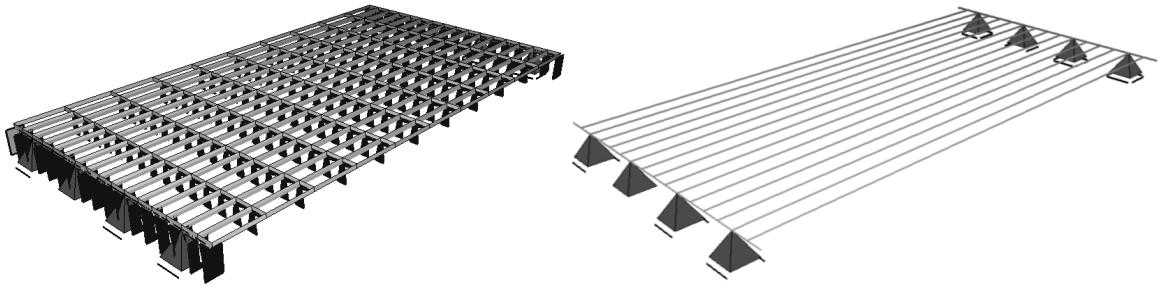
Rys.3. Etapy próbnego obciążenia: a) schemat niesymetryczny, b) schemat symetryczny

4. MODEL PODSTAWOWY I JEGO WALIDACJA

4.1. Opis modelu

Do wyznaczenia teoretycznych wartości przemieszczeń pod próbnym obciążeniem dla każdego z obiektów przeprowadzono analizę statyczną. Została ona wykonana metodą elementów skończonych, a podstawowy model numeryczny obiektów (model I) zostały wygenerowany w środowisku systemu SOFiSTiK 2010 jako ruszt płaski w przestrzeni trójwymiarowej (rys.4). Model składał się zarówno z elementów belkowych klasy (e1-p3), jak i powierzchniowych klasy (e2-p3). Prefabrykaty dyskretyzowano za pomocą elementów belkowych o stałym przekroju. Osie belek głównych przyjęto zgodnie z geometrią wiaduktów, z uwzględnieniem skosu przęseł. Pojedyncza belka została podzielona na długości na 10 mniejszych elementów (11 węzłów). Do elementów belkowych zostały przypisane charakterystyki przekroju poprzecznego zgodnie z wymiarami podanymi w katalogu belek prefabrykowanych. W przekroju belki głównej nie uwzględniano zespolonej

płyty pomostu. Dodano natomiast pole powierzchni przekroju strun sprężających i ważniejszych prętów zbrojeniowych. Poprzecznice podporowe zostały zamodelowane również elementami belkowymi (e1-p3). Wymiary przekroju poprzecznic przyjęto wg rzeczywistych projektów. Na długości belek współpracę w kierunku poprzecznym zapewnia płyta pomostu o stałej grubości 0,24 m. Siatka węzłów modelu była określona przez węzły belek głównych (11 na długości każdego przęsła) i nie zawierała węzłów pośrednich. Analogicznie został stworzony model numeryczny przęsła wiaduktu z belek T, opisany w pracy [7].



Rys.4. Wizualizacja podstawowego modelu numerycznego (obiekt WS-8 (L))

Moduły sprężystości dla poszczególnych materiałów konstrukcyjnych przyjęto zgodnie z normą 0, tj.:

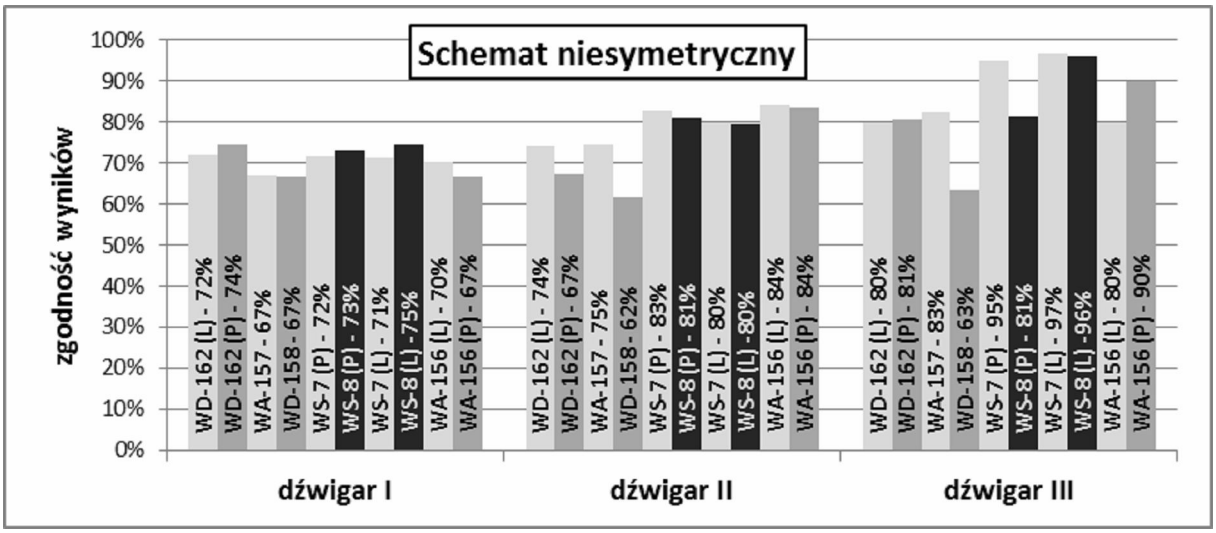
- beton prefabrykowanych belek głównych (B45): E_b = 37,8 [GPa];
- beton płyty pomostu i poprzecznic monolitycznych (B35): E_b = 34,6 [GPa];
- stal sprężająca (gat.I): E_S = 170 [GPa];
- stal zbrojeniowa (34GS): 210 [GPa].

Model obciążenia pojazdami, użytymi podczas próbnego obciążenia sporządzono w oparciu o rzeczywiste wymiary tych pojazdów. Zgodnie z normą [5] rzeczywiste pole kontaktu opony z nawierzchnią powiększono o rozkład obciążenia do płaszczyzny środkowej płyty.

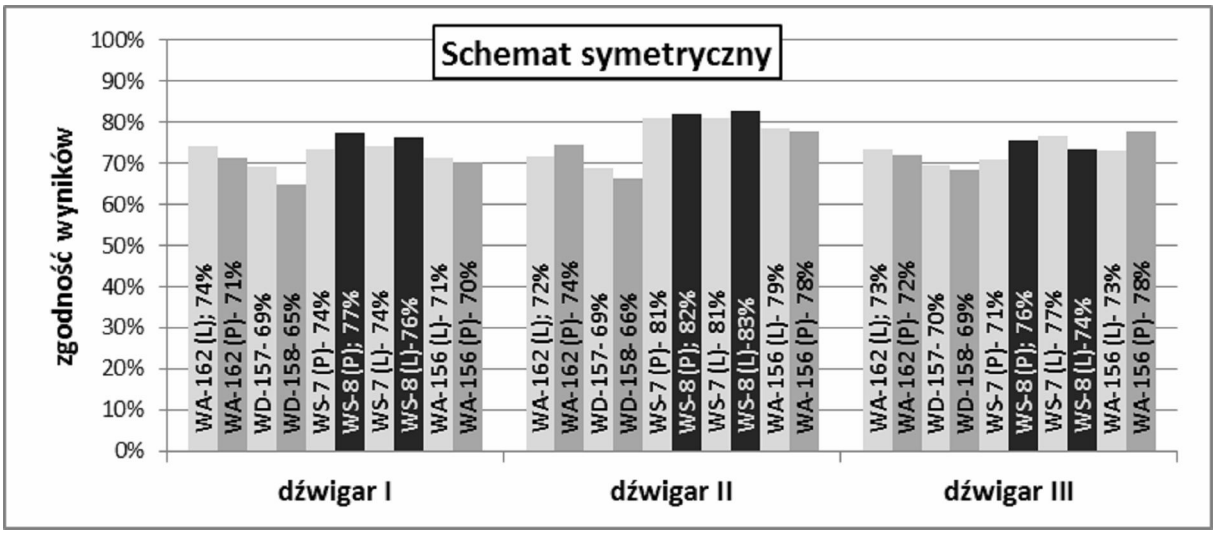
4.2. Walidacja modelu

Wyniki uzyskane z badań porównano z wartościami, obliczonymi przy wykorzystaniu podstawowego modelu numerycznego. Porównanie wykonano dla obciążenia niesymetrycznego (rys.5) oraz symetrycznego (rys.6). Na ww. wykresach uszeregowano obiekty ze względu na rosnącą liczbę belek w przekroju poprzecznym przęseł. Dodatkowo wyróżniono obiekty jednoprzęsłowe. W przypadku przęseł swobodnie podpartych nie ma istotnych różnic w stosunku do obiektów ciągłych, co potwierdza poprawność przyjętego założenia o uwzględnieniu w modelu obiektów ciągłych przekroju betonu brutto nad podporami.

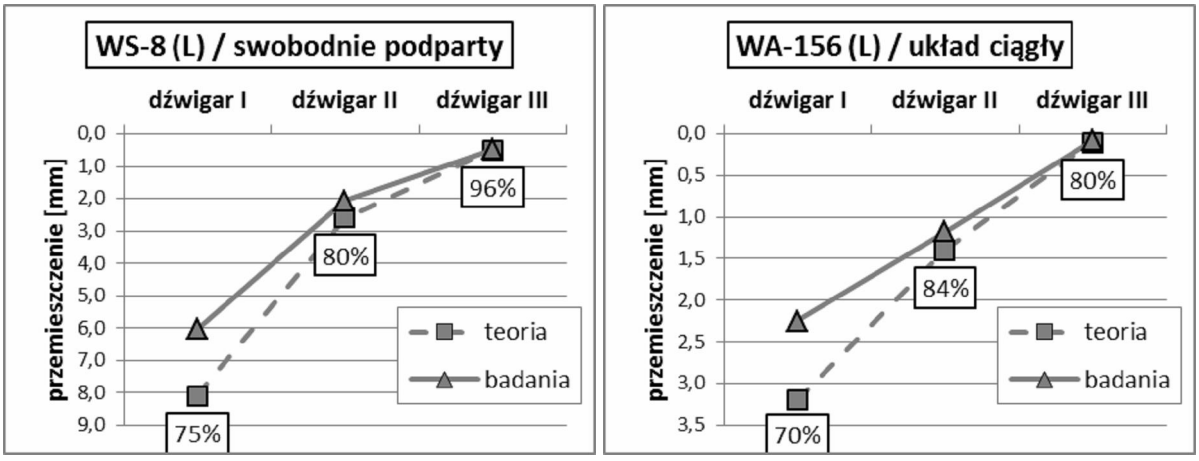
Analizując oba wykresy można zauważyć, że pod obciążeniem niesymetrycznym zgodność przemieszczeń belek nie obciążonych bezpośrednio (belki III) jest lepsza. Zaobserwowane większe niedoszacowanie przemieszczenia przypadającego na belki I po przeciwnej stronie pomostu. Wynika to z lepszej rzeczywistej współpracy poprzecznej belek w przęśle, niż odwzorowuje to walidowany model numeryczny. Efekt ten został dokładniej przedstawiony za pomocą rozkładu poprzecznego przemieszczeń badanych belek dla dwóch typowych obiektów o podobnej liczbie belek w przekroju, tj.: obiekt ciągły WA-156 (L) oraz obiekt swobodnie podparty WS-8 (L). Porównanie pomierzonych i obliczonych przemieszczeń belek w przekroju poprzecznym dla obu tych obiektów pokazano na rys.7. Wykres potwierdza także brak istotnych różnic w zakresie analizowanej zgodności pomiędzy obiektami swobodnie podpartymi a ciągłymi.



Rys.5. Zgodność wyników uzyskanych z pomiarów z wartościami obliczonymi pod obciążeniem niesymetrycznym (ciemniejszym kolorem zaznaczono obiekty swobodnie podparte)



Rys.6. Zgodność wyników uzyskanych z pomiarów z wartościami obliczonymi pod obciążeniem symetrycznym (ciemniejszym kolorem zaznaczono obiekty swobodnie podparte)



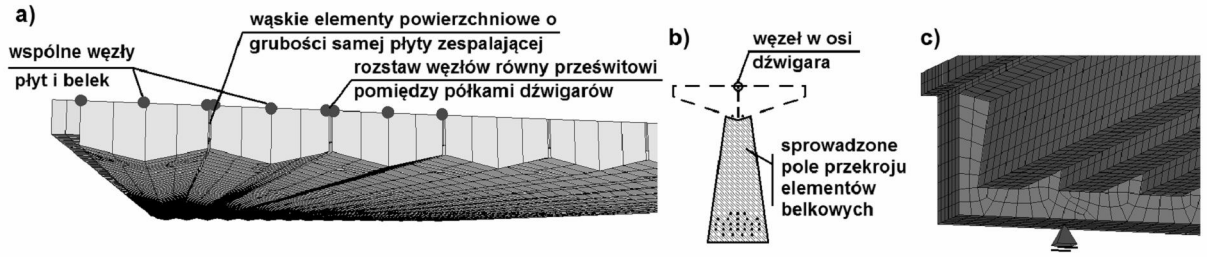
Rys.7. Rzeczywisty i teoretyczny rozkład poprzeczny przemieszczeń wybranych belek w środku rozpiętości przęseł wybranych obiektów rf

5. MODELE ROZBUDOWANE I ICH PORÓWNANIE

W celu dokładniejszego odwzorowania rzeczywistego kształtu rozkładu przemieszczeń w przekroju przęseł wykonano dwa bardziej zaawansowane modele numeryczne (rys.8):

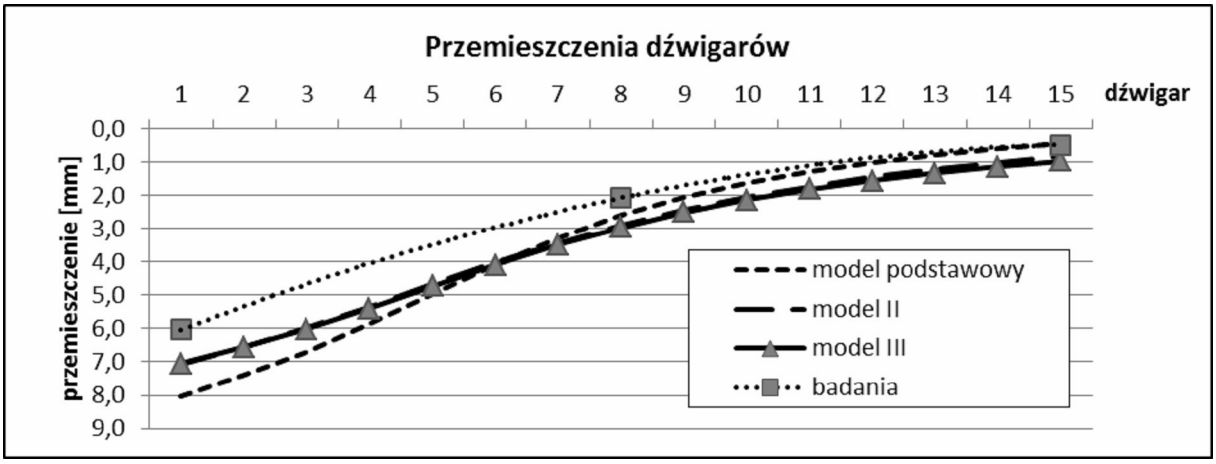
- model II – elementy powierzchniowe zastosowano do odwzorowania nie tylko płyty pomostu (jak w modelu I), lecz również części półek górnych belek prefabrykowanych; w przekroju poprzecznym przęsła występują wąskie elementy o grubości płyty pomostu oraz elementy o grubości dostosowanej do pochylenia półek (rys.8a); uwzględniając procentowy udział poszczególnych materiałów w przekroju poprzecznym przyjęto uśredniony moduł sprężystości tych elementów o wartości 35,7 [MPa];
- model III – model z elementów bryłowych klasy (e3-p3); stalowe struny w belce zostały zamodelowane jako elementy prętowe, usytuowane w osi przechodzącej przez środek ciężkości zbrojenia; pole powierzchni tych elementów jest sumą przekroju wszystkich strun belki (rys.8b,c).

Sposób modelowania obciążenia pojazdami był analogiczny jak w modelu I.



Rys.8. Modele numeryczne II i III: a) zmiana grubości elementów na szerokości przekroju; b) pole przekroju poprzecznego elementów belkowych; c) podział na elementy bryłowe w modelu III

Na rys.9 pokazano porównanie typowego rozkładu poprzecznego przemieszczeń dźwigarów w środku rozpiętości przęsła wiaduktu, uzyskane z obliczeń przy wykorzystaniu różnych modeli numerycznych. Najdokładniejsze odwzorowanie rzeczywistości uzyskano dla modelu III. W oparciu o model bardziej zaawansowany jest możliwe uzyskanie mniejszych różnic przemieszczeń dźwigarów niż w przypadku modelu podstawowego (o ok. 12% dla belki I). Jednakże zbliżony poziom zgodności uzyskano dla modelu II. Ponieważ różnica pomiędzy oboma modelami jest nieznaczna, a model II jest znacznie łatwiejszy do wykonania, wydaje się uzasadnione stosowanie właśnie tego modelu do analizy statycznej wiaduktów z belek prefabrykowanych typu T.



Rys.9. Porównanie przemieszczeń uzyskanych z poszczególnych modeli numerycznych oraz z badań

6. PODSUMOWANIE

Uzyskane wyniki potwierdziły znaną zależność: im bardziej złożony model numeryczny, tym bliższe rzeczywistości są wyniki uzyskane w symulacji z jego wykorzystaniem. Jednakże w przypadku symulacji numerycznej za pomocą bardzo skomplikowanych modeli z elementów bryłowych analiza statyczna rozrasta się do rozmiarów w praktyce uniemożliwiających zastosowanie modelu w praktycznym projektowaniu. Dodatkowym problemem są rezultaty postprocessingu, uzyskiwane dla zaawansowanych modeli głównie w postaci odkształceń (naprężeń), co nie zawsze może być wykorzystane w typowym sprawdzeniu normowym SGN i SGU. Szczegółowa analiza numeryczna może mieć natomiast zastosowanie przy poszukiwaniu oszczędności w stosunku do rozwiązania katalogowego (zmniejszenie liczby belek poprzez zwiększenie ich rozstawu), bądź przy opracowywaniu nowych (lub udoskonalaniu już istniejących) rozwiązań typowych. Możliwe jest również tworzenie modeli pośrednich, za pomocą których jest możliwe stosunkowo łatwe, lecz dokładne analizowanie konstrukcji na etapie jej projektowania, tzn. do sprawdzeń normowych. Można stworzyć np. prosty ruszt prętowy (model I), w którym charakterystyki poszczególnych prętów są modyfikowane w taki sposób, aby zapewnić analogiczny efekt symulacji jak w przypadku zastosowania modelu zaawansowanego (model III). Obliczone za pomocą modelu zmodyfikowanego siły wewnętrzne i/lub wielkości fizyczne (przemieszczenia, itp.) mogą wówczas posłużyć do dokładniejszego projektowania konstrukcji. W tym właśnie kierunku zamierzają pracować dalej autorzy, poszukując optymalnego modelu numerycznego do projektowania wiaduktów z typowych belek prefabrykowanych.

Piśmiennictwo

[1] Machelski Cz.: Obliczenia mostów z betonowych belek prefabrykowanych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2006.
[2] Łaziński P.: Procedura modelowania obiektów rzeczywistych w postaci pewnego typu konstrukcji mostowych. Rozprawa Doktorska. Biblioteka Cyfrowa Politechniki Śląskiej. Gliwice 2009.
[3] PN-S-10042:1991. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
[4] PN-EN 1992-2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty. Obliczanie i reguły konstrukcyjne.
[5] PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia.
[6] Zalecenia dotyczące wykonania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa, 2008 r.
[7] Trochymiak W., Bacia M., Dobrowolski L., Jarominiak W.: Projekt wiaduktu z prefabrykowanych belek sprężonych typu T. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2003.

THE VALIDATION OF NUMERICAL MODELS OF TYPICAL ROAD VIADUCTS BASED ON IN SITU TESTS

Summary

The validation procedure of three numerical models of typical road viaducts made of typical precast beams has been presented. Each model was verified on the base of proof test results. The main goal of the comparison was to search for a FEM model as simple as possible, which could be used for simulation with accepted level of complexity and without much labour for designer. A proposal for modification of a simple grid model against the results obtained with much more complicated analysis has also been presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Tomasz MICHAŁOWSKI[1]
Politechnika Krakowska

PROBLEMY EKSPLOATACJI KŁADEK DLA PIESZYCH W POŁUDNIOWEJ POLSCE

STRESZCZENIE

Omówione w artykule problemy wynikają z różnego rodzaju błędów projektowych, wieloletnich zaniedbań w kwestii remontów kładek oraz z klęsk żywiołowych. Doskonalsze metody analizy i projektowania pozwalają współcześnie wyeliminować typowe dla dawniej wznoszonych konstrukcji błędy. W nowo projektowanych kładkach odchodzi się od zbyt wiotkich przęseł; dosztywnia się też w czasie remontów starsze konstrukcje.

SŁOWA KLUCZOWE: kładki dla pieszych, wiszące, podwieszone, wstęgowe, wantowe

1. WSTĘP

Cechą charakterystyczną Polski południowej jest jej podgórski i górski krajobraz. Typowe dla górskich cieków wodnych gwałtowne wezbrania powodziowe stawiają przed projektantami istotne wymagania co do rozpiętości przęseł i sposobu kształtowania podpór nurtowych. Specyficzną cechą obszaru jest też występowanie silnych wiatrów, obciążających konstrukcje budowlane. Wszystkie te aspekty w istotny sposób wpływają na przyjęcie rozwiązań konstrukcyjnych przepraw mostowych.

Kładki dla pieszych, jako obiekty poddane stosunkowo niewielkim obciążeniom użytkowym, kształtowane są jako konstrukcje o wiele lżejsze i smuklejsze niż mosty. Jednocześnie górski charakter rzek jest silną przesłanką do wyeliminowania podpór nurtowych i projektowania przęseł znacznej rozpiętości. Wszystko to sprawia, że w takich warunkach często przyjmowanym rozwiązaniem są kładki, w których głównymi elementami nośnymi są cięgna.

Historyczny rozwój tego typu konstrukcji wykształcił trzy podstawowe typy kładek, a to kładki wstęgowe, wiszące i wantowe (podwieszone). Na terenie południowej Polski istnieje kilkadziesiąt tego typu konstrukcji. Niektóre są obiektami o długiej historii, część wzniesiono w ciągu kilku ostatnich lat; są też i obiekty w fazie projektowania lub budowy. Wybrane przykłady kładek dla pieszych, z podziałem na rodzaj przenoszonego obciążenia, pokazano w tablicy 1.

[1] tmichal@usk.pk.edu.pl

Tablica 1. Lokalizacja przykładowych kładek [1]

Typ kładki:	*wisząca*	*wantowa*	*wstęgowa*
dla pieszych	*Bachów, Bochnia, Budziwoj, Czernichów, Gorlice, Kołaczyce, Krzyżanowice, Mikluszowice, Nowy Sącz, Piwniczna, Procisne, Pustków,Ropica Polska, Rożnów, Sanok (2 szt. nieist.) Sanok (proj.), Skawina, Słonne, Sucha Beskidzka, Terliczka, Tropie, Tylmanowa, Ustroń, Wisła (2 szt.)*	*Gliniczek, Pcim, Rzeszów, Sromowce*	*Mokre, Morochów, Myślenice, Niziny, Rożnów (rozebrany) Wara, Witryłów, Wybrzeże*
pieszo-jezdna	*Jasło, Olszany*	*Tylmanowa (3 szt.), Ustroń*	*Lubień*

Kładki pieszo-jezdne to klasa konstrukcji przejściowych między kładkami dla pieszych a mostami. Są to konstrukcje przeznaczone dla ruchu pieszego, ale których szerokość przęsła oraz szczegóły rozwiązania (np. brak schodów) umożliwia przejazd pojazdów silnikowych.

2. OMÓWIENIE PROBLEMÓW EKSPLOATACYJNYCH

Problemy pojawiające się w trakcie eksploatacji kładek dla pieszych można podzielić na kilka grup. Pośród omawianych kładek na plan pierwszy wysuwają się cztery ich rodzaje: wynikające z błędnie wykonanego projektu; z nieprawidłowego oszacowania lub pominięcia ważnych z punktu widzenia eksploatacji obciążeń; z braku należytej dbałości o konstrukcję w trakcie jej eksploatacji; z klęsk żywiołowych. Dwa pierwsze problemy dotyczą obiektów, wznoszonych przed kilkudziesięcioma laty. W przypadku konstrukcji o krótkiej historii trzeci problem nie zdążył się jeszcze ujawnić.

2.1. Błędnie wykonany projekt

Klasycznym przykładem kładki wzniesionej według błędnego projektu jest kładka w Bochni nad Rabą. Łączy miasto z leżącą na lewym brzegu rzeki miejscowością Damienice. Jest to konstrukcja o trzech przęsłach wiszących; do tego na obu krańcach dochodzą pochylnie oparte na dodatkowych podporach. Wygląd kładki przedstawiono na rys 1.

Kładka wzniesiona została około roku 1957. Nie zachowała się żadna dokumentacja techniczna z czasów jej budowy; najprawdopodobniej takiej dokumentacji nigdy nie było. Według informacji zebranych na potrzeby ekspertyzy kładki [2], większość prac wykonała okoliczna ludność w czynie społecznym. Jedynym fachowcem kierującym pracami był majster budowlany, p. Kociołek. Kruszywo na beton pozyskiwane było wprost z brzegów rzeki. Beton wykonano na miejscu przy użyciu betoniarki. Liny stalowe podczas montażu przeciągnięto końmi na drugi brzeg Raby.

Błędy projektowo-wykonawcze dotyczą zarówno przęsła jak i pylonów kładki. Przęsło jest bardzo wiotkie, brak jest stężeń poziomych. Sztywność pionowa wynika tylko ze sztywności układu liny nośne – wieszaki. Pylony wykonano z betonu niskiej jakości. Dodatkowo błędnie wykonano oparcia lin nośnych na pylonach.

Pomost został ukształtowany jako ruszt stalowy, złożony z dwu kątowników 100x100x10 w rozstawie osiowym 1,60 (belki podłużne) oraz belki poprzeczne z ceowników C120 w rozstawie 4,00 m. Końce belek poprzecznych połączone są z cięgnami nośnymi za pomocą wieszaków z prętów okrągłych. Ruszt pozbawiony był jakiegokolwiek

skratowania, przez co konstrukcja była podatna na drgania i deformacje poziome. Słabej jakości beton wykonany sposobem chałupniczym (prawdopodobne są źle dobrane proporcje cementu i kruszywa oraz zabrudzenie kruszywa) spowodowało liczne nieszczelności betonu przypowierzchniowego, odspojenia i korozję prętów zbrojeniowych. Istotną wadą była też zbyt mała grubość otuliny wokół zbrojenia przypowierzchniowego (ok. 2,5 cm). Ponadto w części dolnej pylonów (poniżej poziomu pomostu) nie stwierdzono zbrojenia przypowierzchniowego. Łożyska na szczytach pylonów zostały zablokowane, przez co pozbawiono liny nośne możliwości ruchu na wałkach. Wywołało to w efekcie powstanie dodatkowych sił skupionych, przyłożonych na szczytach pylonów. Siły te najprawdopodobniej odpowiadały za liczne, rozległe pęknięcia słabo zbrojonych (niezbrojonych?) dolnych części pylonu. Stwierdzono też znaczne przechyły pylonów. Odchylenia od pionu ich szczytów sięgały 10 cm.



Rys. 1. Wygląd kładki w Bochni (zdj. Aut. marzec 2006)



Rys. 2. Wygląd kładki w Krzyżanowicach (zdj. Aut. Lipiec 2009)

Kładka w Bochni nie jest jedynym przykładem przeprawy wzniesionej przez ludność miejscową. Podobny obiekt znajduje się kilkanaście kilometrów dalej, również nad Rabą, w miejscowości Krzyżanowice. Wzniesiona została w 1947. Budowa została upamiętniona tablicami umieszczonymi na pylonach. Wygląd kładki pokazany jest na rys. 2.

2.2 Pominięcie istotnych obciążeń

Kwestia pominięcia lub niedoszacowania obciążeń istotnych dla pracy kładek dotyczy zagadnień dynamiki i wiąże się z dwoma rodzajami oddziaływań: zmiennego w czasie obciążenia konstrukcji przez wiatr oraz przez poruszający się tłum pieszych. Analizowane tu obiekty wznoszone były przed kilkudziesięciu laty. Na ich rozwiązaniach konstrukcyjnych w istotny sposób zaważył brak wystarczająco dokładnych modeli, opisujących znane wówczas fenomeny aerodynamiczne. Z kolei kwestia interakcji między pieszymi a konstrukcjami dopiero niedawno stała się przedmiotem analizy inzynierskiej.

Kwestie obciążenia wiatrem podzielić można na zagadnienia statyczne (obciążenie parciem wiatru), stateczność (dywergencja aerodynamiczna) i dynamiczne (fenomeny aerodynamiczne) [3].

Obecnie kładki są często na etapie projektowania poddawane badaniom modelowym w tunelu aerodynamicznym w celu ustalenia ich charakterystyk aerodynamicznych i ewentualnego konstrukcyjnego wykluczenia potencjalnych problemów. Prowadzi się też zaawansowaną, nieliniową analizę przy użyciu specjalnych programów. W przypadku

większości wymienionych w tab 1. obiektów wiele parametrów ustalanych było szacunkowo, często błędnie. Na uwagę zasługują w tym względzie kładki w Myślenicach i Tropiu.

Kładka w Myślenicach jest kładką wstęgową. Okazała się zbyt wiotka i bardzo podatna na dynamiczne oddziaływanie wiatru. Po kilkukrotnej dywergencji aerodynamicznej konieczne stało się jej wzmocnienie. Dodatkowe odciągi usztywniły kładkę w kierunku poziomym mniej więcej w 1/3 i 2/3 jej długości. Przed kilku laty konstrukcję ponownie wzmocniono, dodając stężenie w formie kratownicy Jawertha między przęsłem a odciągami bocznymi. Obecny wygląd kładki przedstawiony jest na rys 3.



Rys. 3. Wygląd kładki w Myslenicach (zdj. Aut. czerwiec 2010)



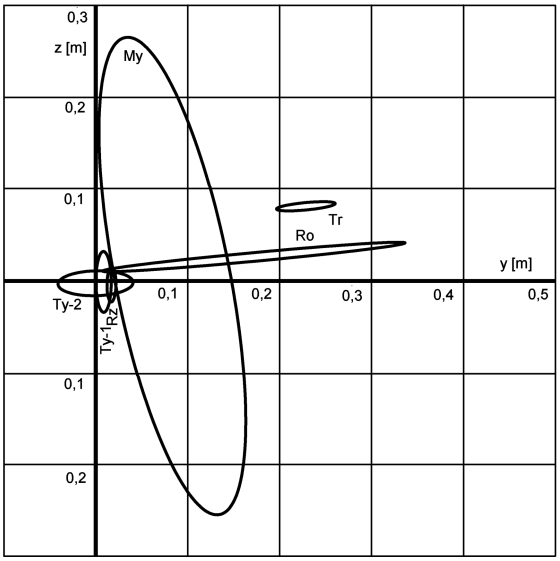
Rys. 4. Wygląd kładki w Tropiu (zdj. Aut. październik 1998)

Kładka w Tropiu jest obecnie konstrukcją wiszącą. Położona jest u ujścia Dunajca do Jeziora Czchowskiego. Łączy okolice sanktuarium św. Świerada i Benedykta na prawym (północnym) brzegu z Witowicami Dolnymi na lewym. Początkowo była to także konstrukcja wstęgowa, niestabilna aerodynamicznie, o dużym zwisie. Przebudowana została na konstrukcję wiszącą w 1984 roku, w związku z kłopotami jakie sprawiała pielgrzymom podczas odbywających się rok wcześniej obchodach 900-lecia kanonizacji św Świerada i Benedykta. Cechą charakterystyczną kładki jest odchylony od pionu układ cięgien nośnych i wieszaków, usztywniający przęsło równocześnie w kierunku poziomym i pionowym. Wygląd kładki przedstawia rys. 4.

Pierwsza z dwu nieistniejących już kładek w Sanoku łączy w sobie aspekty błędnego projektu i niedoszacowania obciążeń aerodynamicznych. Wzniesiona została na początku lat 50. systemem gospodarczym i bez fachowego nadzoru. Tuż przed otwarciem została silnie uszkodzona przez gwałtowną wichurę [4].

Istotnymi parametrami, opisującymi zachowanie się kładki obciążonej wiatrem, jest wielkość statycznego przemieszczenia środka przęsła (w poziome i pionie) oraz amplituda drgań wokół chwilowego położenia równowagi, wywołanych dynamicznym działaniem wiatru. Przykładowe wyniki analizy numerycznej zachowania się wybranych kładek dla pieszych pokazuje rys. 5.

Konstrukcja kładki w Rożnowie jest analogiczna do kładki w Tropiu. Kładka wantowa w Rzeszowie posiada poziome stężenie w postaci kratownicy; jej sztywność pionową zapewniają dwie kratownice pionowe, będące jednocześnie balustradami. Kładka dla pieszych w Tylmanowej ma kratowe stężenie poziome; sztywność pionową zapewniają liny nośne i wieszaki. Tylmanowskiej kładce pieszo-jezdnej sztywność poziomą zapewnia kratownica pozioma i ortotropowa płyta pomostu, zaś sztywność pionowa wynika przede wszystkim z dwu kratownic pionowych-balustrad. Na wykresie zwraca uwagę istotna pozytywna rola usztywnień kratownicowych w porównaniu do innego typu rozwiązań.



Rys. 5. Drgania przęseł kładek obciążonych wiatrem [5]; *My – Myślenice (wersja bez kratownicy Jawertha), Ro – Rożnów, Rz – Rzeszów, Tr – Tropie,Ty-1 – Tylmanowa dla pieszych, Ty-2 – Tylmanowa pieszo-jezdna*

Analiza dynamicznego obciążenia kładek przez tłum, interakcja przechodniów z konstrukcją, celowe destrukcyjne zachowania oraz zagadnienia komfortu użytkowników jest stosunkowo nową sprawą. Zagadnienie jest skomplikowane ze względu na rozmaite sposoby obciążenia dynamicznego (chód, bieg, skoki, rozbujanie; istotna jest też szybkość poruszania się i ilość przechodniów) oraz rozmaite charakterystyki dynamiczne (częstości drgań i tłumienie) kładek. Najczęściej spotykanym zakresem częstotliwości wymuszania drgań jest 0,7÷3,4 Hz [6]. Statystycznie najczęściej częstotliwość wymuszenia drgań poprzecznych poziomych wynosi około 1 Hz, zaś pionowych około 2 Hz. Częstotliwości te w większości przypadków leżą bardzo blisko lub wręcz pokrywają się z częstotliwościami drgań własnych kładek. W przypadku nowo wznoszonych konstrukcji stosuje się niekiedy tłumiki drgań. Dla starszych obiektów częstym widokiem są administracyjne ograniczenia i zakazy (por. rys. 6.)



Rys. 6. Kładka w Czernichowie, tablice informacyjne (zdj. Aut. sierpień 2009)



Rys. 7. Kładka w Bochni, deformacja przęsła (zdj. Aut. marzec 2006)

2.3 Brak dbałości

Pod pojęciem braku dbałości kryją się tak naprawdę problemy finansowe miast i gmin, będących właścicielami infrastruktury. Istotnym powodem zaniedbań są też spory kompetencyjne w przypadku, gdy konstrukcja znajduje się na terenie dwu różnych okręgów administracyjnych (rzeka jest granicą gmin czy miast). Dobrym przykładem jest tu wzmiankowana już kładka w Bochni. Stan techniczny, stwierdzony w ekspertyzie w roku 2006, będący efektem wieloletnich zaniedbań w kwestii remontów, był zły. Oprócz wspomnianych wcześniej licznych rys i pęknięć (których rozwartość dochodziła do 8 mm) żelbetowej konstrukcji pylonów, zmurszeniach, porośnięcia roślinnością (mech i kępki trawy w szczelinach) oraz odspojeń przypowierzchniowej warstwy betonu wymienić należy znaczne deformacje poziome i pionowe belek głównych przęsła (por. rys. 7), obwiśnięcie lin nośnych od strony górnej wody (efektem było silne skręcenie przęsła, dochodzące do 10%), nieprawidłowo dobrane długości wieszaków a także brak części z nich oraz spore przemieszczenie bloku kotwiącego liny (najprawdopodobniej na skutek powodzi). Zakotwienia lin w blokach kotwiących były częściowo zasypane ziemią i zarośnięte trawą a same liny nośnie były w wielu miejscach uszkodzone.

W połowie lat 80. przeprowadzono modernizację kładki, polegającą na wzmocnieniu konstrukcji dodatkowymi linami nośnymi, tworząc ustrój mieszany, wisząco-wantowy. Postępująca degradacja obiektu spowodowała jednak, że liny obwisły, przestały pełnić swą wzmacniającą funkcję, stając się zbędnym balastem.

Problem sporów kompetencyjnych dotyczy także wielu innych tego typu obiektów. Dobrym przykładem jest tu też kładka przez Wisłę na granicy między miastami Wisła i Ustroń. Brak porozumienia co do stanu właścicielskiego spowodował, że przed kilku laty kładkę (będącą już w fatalnym stanie technicznym) zamknięto przez zaspawanie wejść stalowymi kratkami (por. rys 8). Zabezpieczenie to okazało się zresztą nieskuteczne i nie powstrzymywało nie tylko pieszych ale i rowerzystów. Na szczęście dzięki porozumieniu obu miast kładkę udało się wyremontować.

2.4 Żywioł

W przypadku kładek klęska żywiołowa to przede wszystkim powódź. Wezbrania w roku 2010 znacznie naruszyły konstrukcję wielu obiektów (Skawina, Krzyżanowice – por rys. 9, Gliniczek – por rys. 10), lub obnażyły dotychczas niedostrzegane problemy (Mikluszowice). W wielu przypadkach zniszczone kładki udało się wyremontować. Kładka w Gliniczku, łącząca miejscowość z Jasłem, jest z kolei przykładem sporów kompetencyjnych między gminami i problemów finansowych, których efektem stało się całkowite zamknięcie uszkodzonej konstrukcji.

Uszkodzenia wywołane przez powódź stwierdzono też w przypadku kładki w Bochni. Jeden z bloków kotwiących dodatkowe liny nośne, usytuowany nad samym brzegiem Raby, został wyraźnie skręcony wokół osi pionowej. Pozostało to nie bez wpływu na poluzowanie lin nośnych.

3. KONSTRUKCJE NOWE I WYREMONTOWANE

W ciągu ostatnich kilku lat na omawianym teremie miało miejsce wzniesienie kilku nowych konstrukcji lub odremontowanie starych, zniszczonych i wyeksploatowanych. Spośród nowo zbudowanych warto wymienić kładkę wstęgową przez Rabę w Lubniu, kładki wantowe w Sromowcach przez Dunajec i w Pcimiu przez Rabę oraz projektowaną kładkę

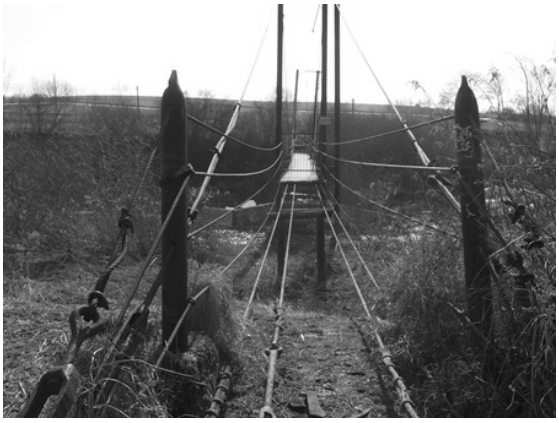
wiszącą w Sanoku przez San, z odremontowanych zaś – wzmiankowane już kładki w Krzyżanowicach i Bochni.



Rys 8. Zamknięta kładka między Wisłą i Ustroniem (zdj. Aut. sierpień 2009)



Rys 9. Kładka w Krzyżanowicach w czasie powodzi (fot. portal bochnianin.pl)



Rys. 10. Zniszczona kładka między Gliniczkiem i Jasłem (zdj. portal jaslonet.pl)



Rys. 11. Odremontowany pylon kładki w Bochni (zdj. Aut. marzec 2012)

Ukończony niedawno remont kładki w Bochni obejmował renowację zniszczonej warstwy przypowierzchniowej betonu i wzmocnienie całości przez nałożenie na pylony zewnętrznych stalowych „koszulek wzmacniających" (por rys. 11) z płaskowników i kątowników. Uzupełnione zostały brakujące wieszaki, wymieniono zniszczone deski pomostu oraz zastąpiono stare liny nośne nowymi. Pomost został dosztywniony w kierunku poziomym przez dołożenie skratowania pomiędzy belkami głównymi i poprzecznicami. Przy wejściach na kładkę umieszczono też tablice informujące o ograniczeniach (nakaz prowadzenia rowerów, zakaz kołysania kładką, limit osób jednocześnie obecnych na przęśle).

Analiza wznoszonych w skali całego kraju kładek pokazuje, że ogólną tendencją jest – w przypadku omawianych tu trzech typów rozwiązań – budowanie przede wszystkim kładek wantowych [1, 7]. Rozwiązania odmienne wynikać mogą z przywiązania mieszkańców okolicy do „starej sprawdzonej konstrukcji". Takie właśnie sentymenty zaważyły na wyborze konstrukcji wiszącej w Sanoku - nawiązano do dwu wcześniej istniejących kładek (odrzucono rozwiązanie tańsze w budowie i eksploatacji, [4]). Podobnie w przypadku kładki w Krzyżanowicach zdecydowano się na remont generalny pamiątkowego obiektu zamiast wzniesienia od podstaw nowej konstrukcji o większej szerokości przęsła.

4. WNIOSKI

Ogólną tendencją jest wznoszenie konstrukcji o znacznie sztywniejszych – w porównaniu do starszych obiektów – przęsłach, dużo słabiej narażonych na deformacje statyczne czy dynamiczne. Nawet w klasie obiektów wstęgowych, ze swej natury najbardziej wiotkich, nowe konstrukcje mają sztywny żelbetowy pomost (Lubień), w przeciwieństwie do starszych rozwiązań, w których przęsło stanowiły jedynie liny nośne i deski pomostu (Myślenice, stara wersja kładki w Tropiu, nieistniejąca już w Rożnowie). W przypadku konstrukcji poddanych remontowi stosuje się zabiegi zmierzające do usztywnienia wiotkich przęseł przez dodanie dodatkowego skratowania (Bochnia, Myślenice).

Piśmiennictwo:

[1] Michałowski T: www.footbridge.pl
[2] Włoch A, Michałowski T, Główczak W: Ekspertyza dotycząca stanu technicznego kładki wiszącej nad rzeką Rabą w Damienicach koło Bochni, nr 22/2006, CUTOB-PZITB Kraków, 2006
[3] Flaga A, Michałowski T: Aerodynamika lekkich kładek dla pieszych; Projektowanie, budowa i estetyka kładek dla pieszych, s. 215÷238, Politechnika Krakowska, Monografia, Kraków 2003;
[4] Salamak M: Wisząca kładka z pomostem wstęgowym przez San w Sanoku; Mosty 2/2008, s. 11-18
[5] Michałowski T, Flaga A: Analiza podatności aerodynamicznej różnych mostów dla pieszych; Inżynieria i Budownictwo 12/2006, s. 673÷676
[6] Flaga A: Mosty dla Pieszych, WKŁ, Warszawa 2011
[7] Biliszczuk J, Barcik W: Kładki dla pieszych w Polsce; Kładki dla pieszych – architektura, projektowanie, realizacja, badania, s. 15÷32, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2007

OPERATING PROBLEMS OF FOOTBRIDGES IN SOUTHERN POLAND

Summary

There are many footbridges in southern Poland. It is a mountainous region, with fast-flowing rivers. Because of this, many of the footbridges are suspension, cable-stayed and ribbon footbridges.

Four types of operating problems are analysed in the paper: incorrect design – sometimes no professional designers took part in construction; correct estimation of wind load and dynamic effects of wind and moving pedestrians; long period without any repairs (many footbridges are damaged after several dozen years of use); floods. A few footbridges were severely damaged or destroyed during the flood in 2010.

At present, the new footbridges have a stiffer span than the older ones. Many old structures have been rebuilt. The missing bracings are added.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Janusz SZELKA[1]
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski
Zbigniew KAMYK[2]
Wojskowy Instytut Techniki Inżynieryjnej we Wrocławiu

BUDOWA MOSTÓW OBJAZDOWYCH NA CZAS PRZEBUDOWY OBIEKTÓW DROGOWYCH

STRESZCZENIE

Wojskowe konstrukcje składane, poza typowo militarnym zastosowaniem, mogą być wykorzystywane w czasie pokoju do budowy mostów doraźnych w sytuacjach kryzysowych (np. po przejściu fali powodziowej lub awarie i katastrofy mostów) oraz innych stanach wyższej konieczności (remonty i przebudowa mostów stałych). Konstrukcje składane charakteryzuje wprawdzie ograniczony czas eksploatacji, w porównaniu z konstrukcjami stałymi, ale stwarzają one możliwość szybkiego usprawnienia ruchu w warunkach rozbudowy infrastruktury drogowej mostów stałych. W tych sytuacjach zbudowanie tymczasowego (doraźnego) objazdu lub bezkolizyjnego skrzyżowania z konstrukcji składanych poprawia płynność ruchu i pozwala zyskać czas na zgromadzenie środków na budowę obiektu stałego. Ponadto dostosowane są one do obowiązujących obciążeń normatywnych przyjętych w gospodarce narodowej, przez co nie wymagają dodatkowego wzmocnienia jako mosty tymczasowe.

W artykule przedstawiono przykłady zastosowań konstrukcji składanych do budowy mostów objazdowych we Wrocławiu. Zaprezentowane konstrukcje mostów składanych (DMS-65, MS-54, MS 22-80, KD-66C) pozwalają na łatwy i szybki montaż przęseł i podpór w różnych układach konstrukcyjnych. W końcowej części opracowania podano perspektywy rozwoju tych konstrukcji.

SŁOWA KLUCZOWE: most składany, odbudowa tymczasowa, objazd, most technologiczny

1. WPROWADZENIE

Obecnie odnotowuje się szerokie zainteresowanie wykorzystaniem konstrukcji mostów składanych do utrzymania ciągów komunikacyjnych w przypadku remontu lub odbudowy obiektów typu stałego. Tendencja ta staje się stałą metodą postępowania przy organizowaniu przepraw w warunkach zakłóceń związanych z remontami stałych obiektów mostowych. Walory związane z szybkim montażem i demontażem mostów składanych powodują duże zainteresowanie tymi konstrukcjami. Obowiązująca doktryna obronna spowodowała

[1] jszelka@wso.wroc.pl, jszelka@uz.zgora.pl
[2] kamyk@witi.wroc.pl

zwolnienie z rezerw znacznej liczby tego typu konstrukcji, które mogą być wykorzystane w gospodarce narodowej.

Praktyka wskazuje, że konstrukcje te mogą być wykorzystywane w następujących sytuacjach:

- jako mosty lub wiadukty objazdowe na czas remontu lub odbudowy obiektów stałych;
- do odtwarzania przejezdności w ciągach komunikacyjnych w wypadku ich zniszczeń lub uszkodzeń spowodowanych działaniami celowymi (konflikty zbrojne, akty terroryzmu) lub klęskami żywiołowymi;
- podczas remontu obiektów stałych jako rusztowania lub inne konstrukcje pomocnicze;
- do budowy kładek dla pieszych i mostów technologicznych.

Konstrukcje mostów składanych będące na wyposażeniu wojsk [1] oraz w rezerwach mobilizacyjnych państwa znajdują coraz szersze zastosowanie przy remontach, odbudowie i wzmacnianiu mostów stałych. Tendencja ta występuje także w innych krajach, szczególnie narażonych częste powodzie, jak Czechy [2], [3]. Także na półkuli zachodniej, skutki katastrofalnych huraganów i występujących z nimi powodzi, takich jak Georges, Mitch lub Katrina, są likwidowane przy wykorzystaniu wojska i jego sprzętu [4].

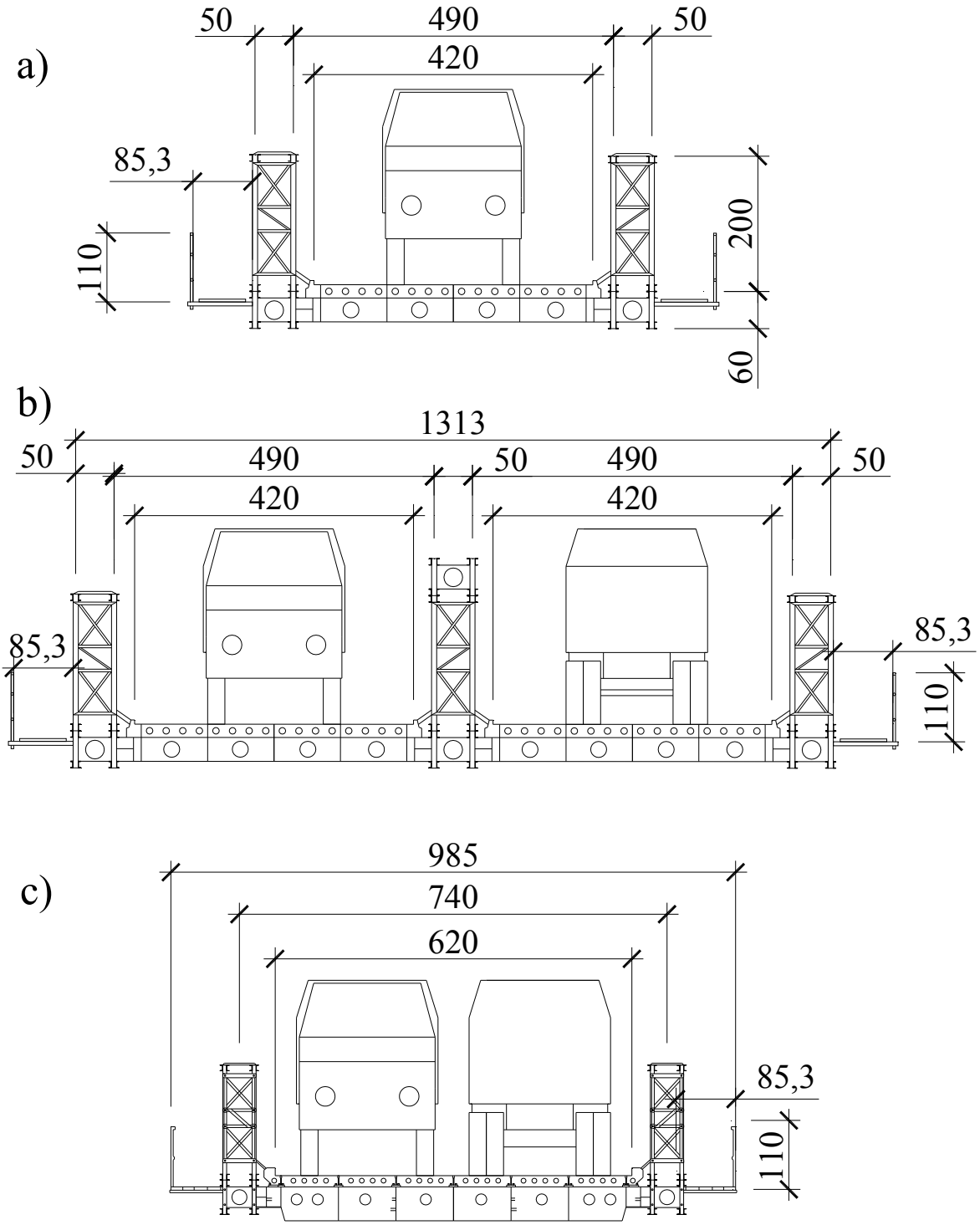
Elementy konstrukcyjne przęseł i podpór mostów składanych pozwalają na wielokrotne ich użycie w różnych układach montażowych. Mogą być również użyte jako konstrukcje odciążające pod remontowane przęsła mostowe w celu zapewnienia ich nośności, umożliwiają wymianę i remont konstrukcji podpór stałych bez wstrzymywania ruchu. Znane są również przypadki coraz częstszego stosowania konstrukcji składanych do długotrwałej eksploatacji. Tego typu konstrukcją okazał się tymczasowy most „Syreny" w Warszawie, zbudowany z elementów wojskowego mostu składanego MS-54, na czas remontu mostu Poniatowskiego i eksploatowany przez 15 lat, pomimo ukończenia prac remontowych przeprawy stałej. Mosty składane można również z powodzeniem zaadoptować na obiekty stałe, tak, aby mogły spełniać ich funkcję nie tylko w ograniczonym okresie czasu.

Najbardziej znanymi konstrukcjami składanymi, stosowanymi w naszym kraju są wojskowe mosty MS-22-80, MS-54, DMS-65. Tylko konstrukcja MS-54 posiada możliwość bezpośredniej budowy mostu dwukierunkowego o szerokości jezdni 6 m (bez konieczności stosowania układów specjalnych bądź wzmacniania dźwigarów). W warunkach wojskowych jest to obciążenie gąsienicowe 400 kN, bądź jako jednokierunkowe pod obciążenie gąsienicowe wynoszące od 400 do 800 kN. Obiekt ten nie spełnia jednak wymaganego na drogach publicznych warunku szerokości skrajni poziomej na jezdni, stąd też może być budowany tylko pod obciążenia klasy C. Ze względu na znaczne wyeksploatowanie, przy nieznanej historii obciążeń, takich konstrukcji często istnieje konieczność ograniczenia ich nośności i szerokości użytkowej (rys. 1).



Rys. 1. Konstrukcja MS-54 wykorzystana do budowy mostu na Odrze (dł. 140 m) w ciągu drogi krajowej nr 936 w Krzyżanowicach, po powodzi w 1997 r. (widoczne ograniczenie szerokości jezdni)

Możliwe układy przęseł z konstrukcji drogowego mostu składanego (DMS-65) zaprezentowano na (rys. 2).



Rys. 2. Konstrukcje DMS-65: a) w układzie podstawowym jedno-, b) dwujezdniowym, oraz c) konstrukcja zmodernizowana [8]

Konstrukcję DMS-65 charakteryzuje układ jezdni w postaci stalowej płyty ortotropowej opartej na poprzecznicach, przez co jest „mostem hałaśliwym", wymagającym w terenie zabudowanym odpowiedniego wytłumienia drgań. Most ten, podobnie jak most MS-54, spełnia warunek nośności odpowiadający klasie obciążenia C. DMS-65 jest obecnie jedyną konstrukcją znajdującą się na wyposażeniu Sił Zbrojnych RP, dlatego też w czasie powodzi

ten typ mostu zwykle jest wykorzystywany w celu przywrócenia ciągłości komunikacji lokalnej. Elementy mostu stanowiące układ podstawowy są tak skonstruowane, aby można było montować z nich różne układy podpór, przęseł i jezdni.

Dzięki zastosowaniu zmodyfikowanej konstrukcji podpór składanych możliwa jest szybka budowa tymczasowych podpór pośrednich i skrajnych, a tym samym odbudowa podpór stałych. Modernizacja podpór składanych umożliwia szybką budowę mostów objazdowych w celu skierowania ruchu na przeprawę objazdową.

Konstrukcje składane w ostatnich dziesięcioleciach były wykorzystywane przy rozwiązywaniu trudnych problemów technicznych w różnorodny sposób. Służyły one jako rusztowania montażowe przy budowie nowych obiektów (nie zawsze mostowych) lub były stosowane jako konstrukcje nośne. Oto kilka przykładów:

- budowa dachu Dworca Centralnego w Warszawie, gdzie dźwigary o wadze 40 ton przesuwano po konstrukcji składanej usytuowanej 15 metrów ponad Alejami Jerozolimskimi, umożliwiając zachowanie ciągłości ruchu tramwajowego oraz znacznie ułatwiają sam proces montażu;
- budowa wiaduktów technologicznych z konstrukcji MS-22-80 w ciągu trasy Toruńskiej (12 po 24 m na 120 podporach, równolegle i prostopadle do osi mostu) jako konstrukcja nośna wspierająca szalunek płyty jezdni mostu Grota Roweckiego;
- wykorzystanie krat L-36, składanego mostu kolejowego, do budowy stałego Mostu Wandy w Krakowie;
- budowa układu podpór technologicznych i dwóch estakad dojazdowych z konstrukcji KD-66-C i stalowej podpory składanej na czas budowy mostu stałego przez Wisłę w Płocku.

Ze względu na modułowość, małą masę konstrukcji MS 22-80, coraz częściej jej elementy wykorzystuje się do budowy stałych kładek dla pieszych (rys. 3). Przedstawione zastosowania elementów mostów składanych w postaci konstrukcji montażowych lub podpór dały korzyści wynikające z oszczędności materiałowych, a przede wszystkim skrócenia czasu realizacji inwestycji.



Rys. 3. Kładka dla pieszych, z konstrukcji MS 22-80, nad drogą w miejscowości Walim (Rzeczka) [5]

Wymagania wojskowe stawiane mostom składanym specyfikuje norma obronna NO-54-A203 [6], częściowo uwzględniają one zastosowania cywilne, lecz mają inne priorytety. Reprezentatywne przykłady cywilnych zastosowań mostów składanych przedstawiono w pracach [7] i [8]. Szczególnie często konstrukcje składane wykorzystywano do odbudowy infrastruktury drogowej po ostatnich powodziach, w kraju i zagranicą. Takie zastosowania były przedmiotem analizy w wielu pracach, m.in. [3], [5], w tym w pracy autorów [9]. W dalszej części opracowania przedstawiono niektóre rozwiązania zastosowań konstrukcji składanych do budowy mostów we Wrocławiu.

2. PRZYKŁADY MOSTÓW OBJAZDOWYCH I TECHNOLOGICZNYCH

W przypadku awarii lub remontu mostu stałego ruch z reguły kieruje się na drogi objazdowe, najczęściej o dużo gorszych nawierzchniach, wydłużając trasę zasadniczą. Ponadto, przy dużym natężeniu ruchu w miastach, wytyczanie dodatkowych dróg objazdowych jest bardzo kłopotliwe. Dlatego też w takich sytuacjach celowa jest odbudowa doraźna w starej osi lub budowa równoległych mostów objazdowych z wykorzystaniem konstrukcji składanych, które zapewniają przeniesienie obciążeń klasy MLC 70 (Military Load Class), odpowiadające obciążeniu normowemu klasy C [8].

2.1. Objazd mostu Szczytnickiego we Wrocławiu

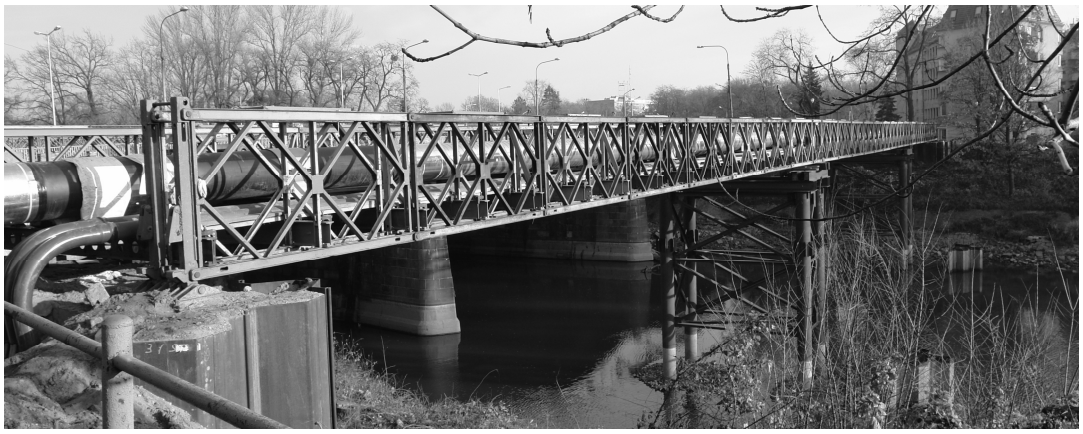
Przykładem zastosowania konstrukcji składanej, do budowy mostu objazdowego, było wykorzystanie w 2007 roku przęseł MS 22-80 na czas remontu Mostu Szczytnickiego na placu Grunwaldzkim we Wrocławiu (rys. 4).

Most objazdowy długości 79,71 m i klasie obciążeń B, to trójprzęsłowa belka ciągła posadowiona na 14-to palowych podporach rurowych. Dla zapewnienia jak najlepszych warunków pokonania przeszkody zbudowano konstrukcję w układzie dwujezdniowym, po jednym pasie dla każdego kierunku ruchu oraz dodatkowo zapewniono chodnik dla pieszych po jednej ze stron mostu. Tymczasowy most składany pełnił funkcję mostu objazdowego przez ponad rok czasu, kiedy w jego najbliższym otoczeniu odbudowywano zabytkowy, stary Most Szczytnicki.



Rys. 4. Budowa mostu objazdowego z konstrukcji MS 22-80, z prawej strony widoczny most technologiczny (fot. Marcin Obara/ AG [10])

Od strony południowej mostu Szczytnickiego (rys. 4) wybudowano most technologiczny do przeprowadzenia mediów (woda, gaz, prąd i telekomunikacja). Ich obecność w konstrukcji remontowanego mostu znacznie skomplikowałaby prace remontowe lub uniemożliwiła odpowiedniego zaopatrzenia okolicy w media. Most ten wykonany był również z konstrukcji MS 22-80 (układ dwuścienny jednopiętrowy), w postaci trójprzęsłowej belki ciągłej posadowionej na 4-ro palowych podporach rurowych (rys. 5).



Rys. 5. Widok mostu technologicznego do przeprowadzenia mediów (fot. Leszek Budych)

2.2. Most technologiczny przez Odrę we Wrocławiu

W ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia budowany był most wantowy o łącznej długości 1742 m, którego dwa przęsła główne (po 256 m każde), podwieszone są na jednym pylonie. Biorąc pod uwagę ogrom prac związanych z budową mostu autostradowego, a szczególnie mostu głównego o długości 612 m i pylonu wysokości 122 m, podjęto decyzję o budowie tymczasowego mostu technologicznego o odpowiedniej nośności, który zapewniłby przejazd po nim ciężkiego sprzętu i środków transportowych do miejsca budowy tego ważnego obiektu. Przed projektantami i wykonawcami mostu tymczasowego postawiono trzy zasadnicze kryteria:

- nośność mostu musi zapewnić przejazd pojazdów o masie całkowitej 100 ton i nacisku 140kN/oś;
- krótki czas budowy mostu przez Odrę, który powinien być posadowiony możliwie blisko osi obiektu głównego;
- szybki i całkowity demontaż przeprawy tymczasowej w nakazanym terminie.



Rys. 6. Widok na most technologiczny z konstrukcji składanej KD-66C [11]

Przyjmując powyższe kryteria, za celowe uznano wykorzystanie konstrukcji składanej KD-66C, którą wcześniej zastosowano przy montażu przęsła łukowego o długości 212 m, mostu przez Wisłę w Puławach. W 2009 roku zbudowano most technologiczny o długości 112,10 m, który składał się z dwóch wolnopodpartych przęseł po 54 m każde, opartych symetrycznie na trzyrzędowej podporze składanej SPS posadowionej na ruszcie palowym (rys. 6-7). Ze względu na zadanie, jakie miał spełniać ten most, posadowiony został w odległości 25 m od mostu głównego, równolegle do jego osi.

3. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedstawione w opracowaniu konstrukcje składane mogą być z dużym powodzeniem wykorzystywane do szybkiego pokonywania przeszkód wodnych [6], a także do budowy mostów objazdowych (technologicznych) w ramach przebudowy (odbudowy) mostów stałych [8], [10], [11].

Należy przewidywać, że w najbliższych latach znaczna część wojskowego sprzętu przeprawowo-mostowego (szczególnie składane konstrukcje mostowe) zostanie przeznaczona do odtwarzania infrastruktury komunikacyjnej w różnych regionach kraju, siłami cywilnych przedsiębiorstw drogowo-mostowych. Zasoby konstrukcji składanych oraz ich uniwersalność, w połączeniu z nowymi projektami adaptacyjnymi i modernizacyjnymi, mogą w znacznym stopniu ułatwić i przyspieszyć wszelkie prace z zakresu powiększania i modernizacji infrastruktury kraju. Nowe przeznaczenie i stosowanie tego typu systemów pozwoli na:

- przeprowadzanie remontów istniejących obiektów mostowych bez wstrzymywania ruchu;
- szybkie odtworzenie przejezdności dróg w sytuacjach kryzysowych (na obszarach popowodziowych lub w innych przypadkach zniszczeń obiektów mostowych);
- budowę tanich mostów stałych dla gmin borykających się z problemami finansowymi;
- budowę wiaduktów tymczasowych, koniecznych do utrzymania ciągów komunikacyjnych na czas budowy autostrad;
- budowę tańszych mostów stałych, w których wykorzystuje się elementy z mostów składanych, zarówno jako podpory, rusztowania montażowe lub jako elementy konstrukcyjne (np. dźwigary) wbudowane na stałe w konstrukcję.

Obecne konstrukcje mostów składanych bazują na pierwowzorze mostu Bailey'a, który jest doskonały w swojej prostocie. Ciągle prowadzone są jednak prace nad rozwojem konstrukcji mostów wojskowych, w tym składanych, w celu zmniejszenia pracochłonności, bezpieczeństwa załogi podczas układania na przeszkodzie oraz nakładów logistycznych związanych z budową mostu [12]. Wojsko Polskie szybko potrzebuje wprowadzenia następcy DMS-65, w założeniach projektowych należy preferować most łączący w sobie cechy:

- klasycznego mostu składanego (modułowe elementy o niewielkiej masie);
- zmechanizowanego mostu towarzyszącego (integralne urządzenia i mechanizmy do sprawnego montażu i układania konstrukcji nad przeszkodą przy małej liczebności zespołu obsługowego).

W zakresie rozwoju mostów składanych należy przewidywać:

a) zwiększenie długości i nośności konstrukcji przęsłowych poprzez:
   - stosowanie nowych tworzyw o małym ciężarze właściwym i dużej wytrzymałości (stopy aluminium, kompozyty polimerowe);
   - przewóz dodatkowych przęseł na kołowych środkach transportu;
b) skracanie czasu układania przęseł na przeszkodzie (automatyzacja procesów montażu i demontażu);
c) łatwość transportu konstrukcji składanych (przęseł, integralnych podpór) w pakietach o wymiarach nieprzekraczających skrajni drogowej;
d) możliwość kształtowania jezdni dla ruchu jedno i dwukierunkowego oraz zastosowania montażu ręcznego.

Piśmiennictwo

[1] Szlachta A.: Zapasy materiałowe wojska i ich miejsce w strukturze rezerw państwowych. Zeszyty Naukowe. Logistyka i Transport, Międzynarodowa Wyższa Szkoła Logistyki i Transportu we Wrocławiu, 2006, Nr 2 (3), s. 91-96.

[2] Soušek R. Logistické zabezpečení řešení krizových situací v dopravé. Zeszyty Naukowe. Logistyka i Transport, Międzynarodowa Wyższa Szkoła Logistyki i Transportu we Wrocławiu, 2007, Nr 2 (5), s. 101-114,
[3] Manas P., Soušek R.: On Cooperation between Military and Civilian Authorities in the Czech Republic during Crisis Situation in Transport. In International Conference on Engineering and Metal-Engineering ICEME 2010. Orlando, Florida, USA: IIIS, International Institute of Informatics and Systemics, 2010, pp. 12–14.
[4] Lidy M., Kunder J.: Large-Scale Military Humanitarian Assistance, in NATO RTO Technical Report TR-SAS-027, Handbook on the Analysis of Smaller-Scale Contingency Operations in Long Term Defence Planning, February 2005.
[5] Bartnicki A., Drozdowska K.: Utrzymanie zniszczonych przepraw stałych z wykorzystaniem wojskowych mostów składanych, Logistyka, nr 6/2010, s. 69-78.
[6] Norma Obronna NO-54-A203, 2008. Mosty składane. Wymagania.
[7] Marszałek J., i inni. Mosty składane. Projektowanie, budowa i eksploatacja. WAT i GDDKiA, Warszawa 2005.
[8] Szelka J., Konstrukcje składane w mostownictwie, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa 2010.
[9] Szelka J., Kamyk Z., Odbudowa obiektów drogowych zniszczonych w wyniku fali powodziowej za pomocą mostów wojskowych, Referaty VIII Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów". Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej 9-10.06.98 r., s. 221-229.
[10] Tymczasowy most Szczytnicki na ukończeniu. Gazeta Wyborcza, 2006-11-14, http://wiadomosci.gazeta.pl/kraj/1,34309,3736186.html
[11] Szelka J., Błaszczyk K., Miąskiewicz A, P., Hołownia K.: Technologiczny most składany przez Odrę w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia. Mosty dolnośląskie. Biuletyn ZMRP Oddział Dolnośląski, nr 05/2009 s.32.
[12] Kamyk Z., Szelka J., Zastosowanie kompozytów w mostach wojskowych. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej 5/2009 s. 133-142;

ERECTION OF TEMPORARY BRIDGES FOR PERIOD OF ROAD WORKS

Summary

Military foldable bridges, apart from usual military application, can be used in peacetime to erect temporary bridges in emergency situations (e.g. flood or failures and crashes of bridges) and in cases of absolute necessity (repairs and reconstruction of road bridges). Foldable structures have limited service life compared with fixed structures, their advantage lies in the improvement of traffic during the development of road infrastructure. In this situation the erection of a temporary detour or a separated intersection made of foldable structures improving the flow of traffic and acting as a temporary measure allowing for the materials to be collected for fixed constructions. They meet normative requirements defined by economical procedures. These structures do not require additional reinforcement as temporary bridges.

The paper describes some selected applications of collapsible structures to erect temporary bridges in Wrocław. The presented structures (DMS-65, MS-54, MS 22-80, KD-66C) allow for quick and easy assembly of bridge spans and supports. In the conclusion development perspectives of said constructions are given.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 283
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 59 (3/12/IV) 2012

Wojciech TROCHYMIAK[1]
Radosław OLESZEK[2]
Przemysław MOSSAKOWSKI[3]
Politechnika Warszawska

ANALIZA MOSTÓW KOLEJOWYCH Z BELEK LW 1200 W CELU DOSTOSOWANIA LINII CMK DO DUŻYCH PRĘDKOŚCI

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono przykład analizy statycznej i dynamicznej konstrukcji nośnej, kolejowych obiektów inżynieryjnych, usytuowanych w ciągu Centralnej Magistrali Kolejowej (CMK), wykonanych z żelbetowych, prefabrykowanych belek typu LW1200, w celu dostosowania ich do prędkości 300 km/h. W szerszym kontekście możliwości adaptacji istniejących obiektów analizowano na podstawie oceny zgodności z aktualnymi przepisami, badań materiałowych, oceny stanu technicznego obiektów, porównawczych analiz statycznych i analiz dynamicznych (odpowiedź dynamiczna konstrukcji) wykonanych za pomocą modułu *DYNA* programu *SOFiSTiK*. Otrzymane wyniki analiz umożliwiły ocenę kilku obiektów o analogicznej konstrukcji nośnej.

SŁOWA KLUCZOWE: obiekty inżynieryjne, analizy numeryczne, koleje dużych prędkości

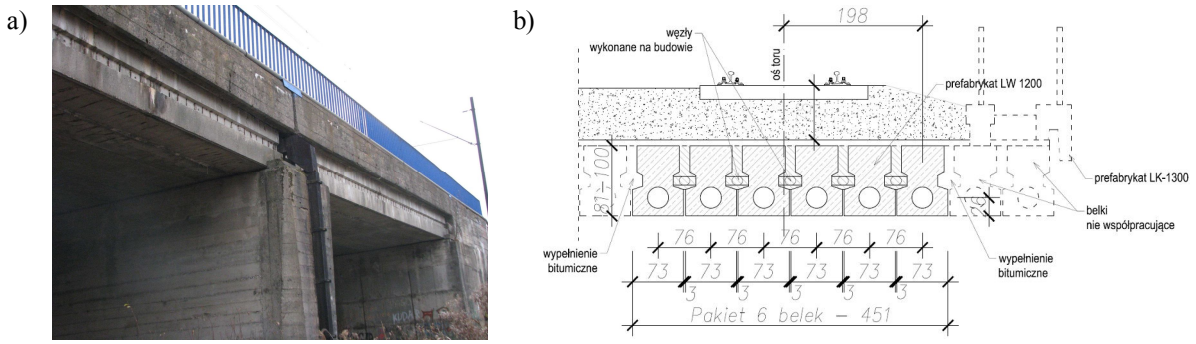
1. WPROWADZENIE

Aktualnie wykonywana i planowana modernizacja linii kolejowej E65 (CMK), ma na celu przystosowanie jej do dużych prędkości, przy których istotne stają się, między innymi, efekty dynamiczne wywołane obciążeniem poruszającego się taboru kolejowego, w szczególności dotyczą-cych obiektów inżynieryjnych [12], [14], [15], [16]. Wymusza to przebudowę i wzmocnienie istniejacych obiektów lub budowę nowych. Etap prejektowania poprzedzają analizy teoretyczne oraz badania wybranych obiektów w celu zbadania możliwości dostosowania ich do dużych prędkości.

Z uwagi na brak jednoznacznych podstaw formalno-prawnych i wytycznych, analizy oparto na zapisach normowych [6], [7], [10], [11], [12], literaturze technicznej [8], [14], [15], [16] oraz kolejowych standardach technicznych [1], [2], [3].

[1] w.trochymiak@il.pw.edu.pl
[2] r.oleszek@il.pw.edu.pl
[3] p.mossakowski@il.pw.edu.pl

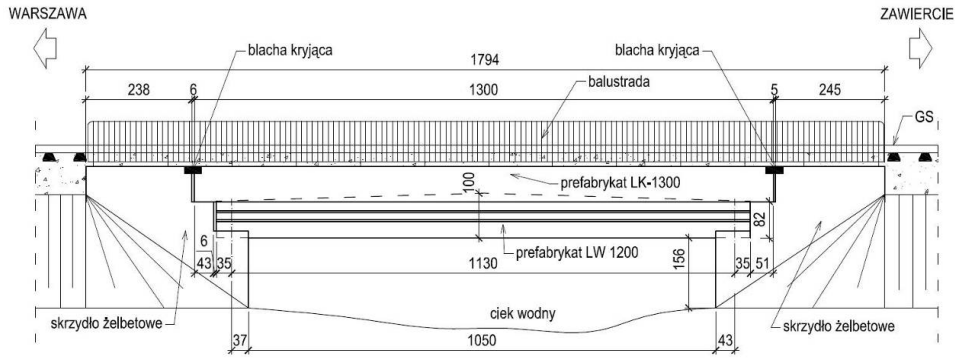
W referacie przedstawiono przykład analizy typowej konstrukcji nośnej kolejowych obieków inżynieryjnych (rys. 1), w ciągu linni CMK (E65), z belek prefabrykowanych typu LW1200 [9], w celu dostosowania ich do prędkości 300 km/h. Obecnie (2012r.) maksymalna dozwolona prędkość pociągów na linii (odcinek Idzikowice-Olszamowice), w miejscu usytuowania obiektów, wynosi 160 km/h. W szerszym kontekście możliwości przebudowy określano na podstawie oceny zgodności z aktualnymi przepisami, badań materiałowych, oceny stanu technicznego obiektów, porównawczych analiz statycznych i szczegółowych analiz dynamicznych (odpowiedź dynamiczna konstrukcji).



Rys. 1. Przykład konstrukcji nośnej obiektów inżynieryjnych z belek prefabrykowanych usytuowanych w ciągu linii CMK: a) w km 117+216 (obiekt dwuprzęsłowy); b) przekrój poprzeczny (fragment przekroju) – „moduł obliczeniowy" z sześciu belek przenoszący obciążenie jednego toru

2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTÓW

Obiekty inżynieryjne zaprojektowano pod koniec lat 60-tych XX w. wg [4], [5] na obciążenie taborem kolejowym klasy NC, a wybudowano w połowie lat 70-tych. Obiekty to jednoprzęsłowe lub dwuprzęsłowe swobodnie podparte, ustroje nośne zbudowane z prefabry-kowanych, żelbetowych belek typu LW-1200 (rys. 1÷2) rozstawionych co 75cm. Rozpiętość teoretyczna przęseł wynosi 11,30 m, a ich długość 11,90 m (rys. 2). Liczba prefabrykatów w przekroju poprzecznym, w zależności od obiektu, wynosiła 16÷52 belek i odpowiednio szerokość całkowita 12,5÷39,7 m. Ustroje nośne są zbudowane z modułów 6. lub 7. belkowych stężonych poprzecznie, które są oddylatowane podłużnymi przegubami bitumicznymi (rys. 1b). Rozstaw torów na obiektach wynosi 4,50m. Powierzchnie boczne żelbetowych belek są wyprofilowane umożliwiając ich poprzeczne stężenie betonowymi podłużnymi zamkami [9].



Rys. 2. Przykład widoku z boku obiektu w km 99+246

Żelbetowe prefabrykaty wykonywano, według dokumentacji archiwalnej, z betonu marki 300 [4], [5] i stali zbroje-niowej St3SX, St3SY oraz 18G2. Podłużne styki między belkami wykonano z betonu marki 300 z cementu „szybkosprawnego". Elementy stalowe (blachy,

kątowniki, trzpienie) są ze stali St3SX. Według dokumentacji archiwalnej minimalna grubość warstwy podsypki pod podkładem kolejowym, w połowie rozpiętości powinna wynosić 20 cm. Przyczółki obiektów wykonano jako masywne, żelbetowe monolityczne ze skrzydłami bocznymi lub prefabrykowane.

Podczas oględzin obiektów zaobserwowano korozję zbrojenia prefabrykatów, w szczególności strzemion na spodniej i bocznych powierzchniach płyty, związaną z niedostateczną grubością otuliny – korozji towarzyszy odspojenie fragmentów betonu (otuliny). W niektórych obiektach widoczne były wycieki, zawilgocenia, wykwity i wysolenia ze szczelin pomiędzy belkami, świadczące o braku skuteczności wypełnienia przestrzeni między prefabrykatami. Zaobserwowano także miejscowe klawiszowanie belek prefabrykowanych. W najgorszym stanie były przyczółki obiektów. Zaobserwowano zacieki, ubytki, spękania i raki w betonie na korpusach i powierzchniach bocznych przyczółków. W niektórych obiektach niejasny był sposób oparcia belek prefabrykowanych na ławach podłożyskowych – w „szczelinach" pomiędzy spodem belek a powierzchnią ławy podłożyskowej występują deski drewniane.

3. ANALIZY STATYCZNE KONSTRUKCJI

3.1. Założenia i zakres obliczeń statycznych

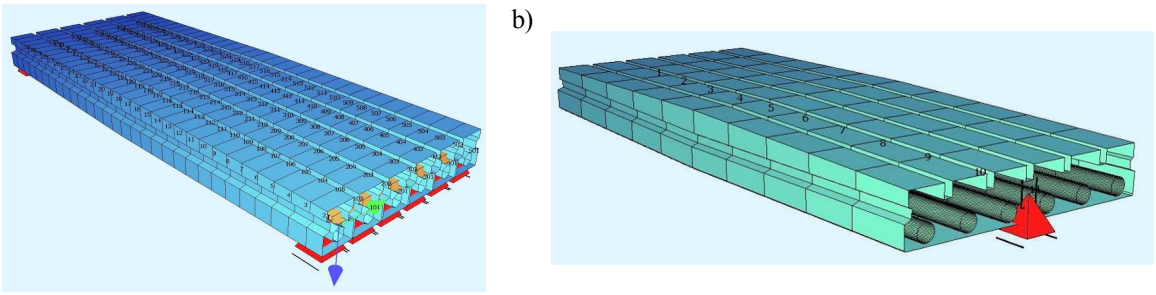
W celu oszacowania nośności obiektów, przeprowadzono porównawczą, w odniesieniu do okresu projektowania, analizę statyczną głównych elementów nośnych konstrukcji. Uwzględniono warunki stosowania i schematy obciążeń kolejowych zawarte w PN [5] i [6] oraz w PN-EN [10] i [12]. Z uwagi na brak precyzyjnych wymogów normowych (brak załączników) i podstaw formalno-prawnych, dotyczących analiz statycznych, przyjęto następujące założenia:

- jako założenie wyjściowe przyjęto klasę obciążeń obiektów w ciągu CMK jako k=+2 (α_{+k}=1,21), jak dla mostów na liniach magistralnych i pierwszorzędnych oraz wszystkich zelektryfikowanych [6], [8] oraz dla linii dużych prędkości 200÷250 km/h [2], [3],
- przeprowadzono analizy statyczne od obciążeń stałych (długotrwałych) i zmiennych (ruchomych) w celu porównania ich proporcji i wpływu na wytężenie ustrojów nośnych,
- wyniki analiz statycznych od obciążeń ruchomych wg [5], [6], [12] (siły wewnętrzne i przemieszczenia) porównywano z wielkościami z analizy dynamicznej uwzględniającej pociągi dużych prędkości HSLM-A1÷A10 [12],
- statyczne obliczenia porównawcze przeprowadzono dwuetapowo przyjmując obciążenia zgodne z PN [6] oraz przewidziane w PN-EN [12] (część schem. obciążeń pokrywa się),
- zgodnie z PN-EN [12] rozpatrywano dwa modele obciążenia:
  - model obciążenia LM71 (UIC-71) ze współczynnikiem obciążeń sklasyfikowanych α=1,21, przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym [12] (analogiczny do schematu taboru wg [6]),
  - model SW/2 przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany ciężkim ruchem kolejowym [12],
- współczynniki dynamiczne $\Phi=\Phi_2$, przez które przemnożono sklasyfikowane obciążenie modelem obciążenia LM71 oraz modelem SW/2, określono jak dla przypadku starannego utrzymania toru [12],
- ze względu na podobne poziomy (współczynniki) globalnego zapasu bezpieczeństwa konstrukcji (~2,0) wymagane przez normy z okresu projektowania γ_{global} = 1,94 [4], [5], normy dotychczas obowiązujące γ_{global} = 1,95 [6] i [7] jak również PN-EN [10], [11] γ_{global} = 2,03 porównywano charakterystyczne siły wewnętrzne określone na podstawie [6], [12] z siłami "projektowymi" wg [5].

3.2. Modele obliczeniowe konstrukcji

Modele numeryczne konstrukcji, do obliczeń statycznych, przyjęto jako dwuwymiarowe ustroje prętowe (rusztowe, klasy e^1 p^2) złożone z 6 belek (rys. 2a). Belki podłużne odwzorowano za pomocą belkowych elementów skończonych o zmiennej liniowo sztywności (uzmienniona wysokość). Symulacje quasi-przegubów, pomiędzy prefabrykatami, zamodelowano za pomocą belkowych elementów skończonych o małej sztywności, dobranej na podstawie porównania ugięć z obliczeń i badań obiektów z lat 70-tych. Na jednej podporze zdefiniowano podparcie przegubowe, nieprzesuwne, na drugiej przegubowe z przesuwem w kierunku osi podłużnej obiektu oraz utwierdzenia na skręcanie na obu podporach.

a) b)



Rys. 3. Wizualizacja modeli obliczeniowych; a) do obliczeń statycznych; b) do obliczeń dynamicznych

3.3. Obciążenie stałe i zmienne

Obciążenia stałe określono sugerując się zapisami normy PN-85 [6], w szczególności uwzględniono: ciężar własny elementów konstrukcyjnych (belki i wypełnienie zamków - "przegubów"), uśredniony ciężar konstrukcji torowiska (podsypka tłuczniowa, podkłady kolejowe i szyny) i nadsypki gruntowej, ciężar gzymsów, balustrad i barieroporęczy.

Obciążenie ciężarem własnym określone jest przez system *SOFiSTiK* automatycznie na podstawie zadeklarowanych przekrojów poprzecznych i parametrów materiałowych. Obciążenie to jest przyłożone do belek jako liniowe, trapezowe (kN/m). Obciążenia ciężarem nadsypki określono jako powierzchniowe (kN/m^2) przyłożone do tzw. płaszczyzny dystrybucji obciążeń *LAR* - elementu składowego środowiska *SOFiSTiK* [13] przeznaczonego do automatycznej dystrybucji dowolnych obciążeń na skończone elementy belkowe modelu rusztowego. Elementy poprzeczne imitujące quasi-przeguby przyjęto z zerowym ciężarem własnym.

Jako obciążenia zmienne (ruchome) taborem kolejowym w poszczególnych "etapach" analizy statycznej przyjmowano:

- schemat obciążenia kolejowego NC wg [5] (pociąg normalny ciężki),
- schemat obciążenia kolejowego UIC-71 odpowiadający klasie obciążenia k=+2 wg PN-85 [6] i modelowi obciążenia LM71 dla α=1,21 wg PN-EN [12],
- model obciążenia SW/2 wg [12] przedstawiający ciężki ruch towarowy.

Skupione obciążenia normowe (naciski na oś) zastąpiono obszarami obciążeń powierzchniowych. Dokonano rozkładu sił skupionych przypadających na oś przez podkłady kolejowe, podsypkę tłuczniową grubości minimum ~0,50m i nasyp kolejowy. Analizowano kilkanaście ustawień (przypadków statycznych) pociągów modelowych na długości pomostów obiektów, poruszających się wzdłuż konstrukcji z pewnym krokiem.

W analizie obiektów uwzględniono siły poziome (hamowanie lub przyspieszanie) taboru kolejowego nad rzutem pomostu jako styczne obciążenie poziome, stosowanie do [5], [6], [12]. Zaobserwowano znaczące różnice w wartościach tych obciążeń i interpretacji reguł

ich stosowania., które przekładają się na wartości reakcji na przyczółki. Siły poziome wyznaczone zgodnie z [6] były większe o 83,5% w odniesieniu do ich "odpowiedników" projektowych, natomiast siły poziome wg [12] były większe o 218,5% od wartości projektowych.

Zaobserwowano zbliżone wartości współczynników dynamicznych, wyznaczanych wg różnych norm PN, tj. φ=1,24÷1,28 przy grubości nadsypki z podsypką tłuczniową rzędu ~0,55m. W przypadku obiektu w km 99+246, z grubością nadsypki wraz z tłuczniem ~0,85m, zaobserowano zbliżone wartości współczynników dynamicznych wg norm PN [5], [6] φ=1,12, przy czym różniły się one od wartości wyznaczonej wg PN-EN [12] φ=1,28. Jest to spowodowane odmiennym podejściem do redukcji współczynnika dynamicznego – normy PN [5] i [6] zalecały, na nieco innych zasadach, redukcję grubości nadsypki w zakresie 0,5÷1,0m, natomiast norma PN-EN [12] przewiduje redukcję dopiero powyżej 1,0m.

3.4. Wybrane wyniki analiz

Tablica 1 zawiera przykładowe wyniki analiz statycznych obiektu w km 99+246. Porównywano ekstremalne, dodatnie momenty przęsłowe (M_{char}), ekstremalne siły tnące (T_{char}) i reakcje (R_{char}) oraz maksymalne ugięcia środka przęsła (u_z). Wyznaczono również procentowy wzrost siły wewnętrznej, od obciążeń taborem kolejowym, w odniesieniu do prawdopodobnej wartości z okresu projektowania. Uwzględniano wartości charakterystyczne z i bez współczynnika dynamicznego φ. Porównano ekstremalne ugięcia (u_z) belek ustroju nośnego od różnych schematów obciążeń taborem (dla betonu w fazie II).

Tablica. 1. Przykładowe wyniki porównawczych analiz statycznych obiektu w km 99+246 (w odn. do jednej belki).

L. p.	Norma	Obciążenie	φ	M_{char} [kNm]	$\varphi \cdot M_{char}$ [kNm]	T_{char} (R_{max}) [kN]	$\varphi \cdot T_{char}$ [kN]	u_z (fII) [mm]
1	PN-85 [6]	Obc. stałe	-	440	-	153	-	19,4
2	PN-66 [5]	Schemat NC	1,12	380	426	142	159	6,1
3	PN-85 [6]	Schemat k=+1 (α_k=1,10)	1,12	425 +11,8%	476 +11,7%	161 +13,4%	180 +13,2%	6,8 +11,5%
4		Schemat k=+2 (α_k=1,21)		468 +23,2%	524 +23,0%	177 +24,6%	198 +24,5%	7,5 +23,0%
5	PN-EN [12]	LM71 dla α_k=1,10	1,28	425 +11,1%	544 +27,7%	161 +13,4%	206 +29,6%	7,8 +27,9%
6		LM71 dla α_k=1,21		468 +23,2%	599 +40,6%	177 +24,6%	226 +42,1%	8,6 +41%
7		Schemat SW/2		412 +8,4 %	527 +23,7%	156 +9,9%	200 +25,8%	6,8 +11,5%

4. ANALIZY DYNAMICZNE KONSTRUKCJI

4.1. Założenia i zakres obliczeń dynamicznych

W normach PN [5], [6] dynamiczny charakter obciążenia kolejowego uwzględniany jest, w analizach quasi-statycznych, poprzez zwiększenie obciążenia statycznego mnożonego przez współczynnik dynamiczny (nie uwzględnia rezonansu). Natomiast w PN-EN [12] zamieszczono algorytm (schemat) określający czy wymagana jest zaawansowana analiza dynamiczna (wyznaczenie odpowiedzi konstrukcji) typowych, nieskomplikowanych obiektów mostowych obciążonych pociągami poruszającymi się z prędkościami do 200 km/h. Przy prędkości v > 200 km/h analiza taka jest obligatoryjna. Algorytm wymaga jednak rozwiązania problemu własnego – wyznaczenia podatawowych cech (parametrów) dyn. konstrukcji, tj. częstotliwości i postaci drgań własnych.

Obliczenia odpowiedzi dynamicznej konstrukcji z belek LW1200 przeprowadzono za pomocą modułu *DYNA* środowiska *SOFiSTiK* [13], wykorzystując algorytm bezpośredniego całkowania równań ruchu Newmarka (metoda całkowania jawnego "krok po kroku").

Z uwagi na brak szczegółowych wymogów do obliczeń dynamicznych konstrukcji, przyjęto w oparciu o [1], [2], [3], [10], [12], [14], [15], [16], następujące założenia:

- określenie dynamicznej odpowiedzi analizowanych konstruckji są konieczne, gdyż metody quasi-statyczne nie dają możliwości przewidywania skutków rezonansowych wywołanych pociągami poruszającymi się z dużymi prędkościami [12],
- w celu wyznaczenia charakterystyk dynamicznych konstrukcji - częstotliwości i postaci drgań własnych, rozwiązano problem własny za pomocą modułu *ASE* programu [13],
- do obliczeń dynamicznych przyjęto modele belkowe z uwzględnieniem mas niekonstrukcyjnych (wyposażenie analogiczne jak w obliczeniach statycznych);
- pominięto, zgodnie z [12], dokładne określenie efektu współdziałania mas pojazdu, resorowania z konstrukcją najazdową i konstrukcją przęsła - efekt ten uwzględniono w sposób uproszczony (rozpiętość ustrojów $L < 30{,}0$m) poprzez naddatek zwiększający wartość tłumienia $\Delta\zeta$ będący funkcją zależną od rozpiętości przesła L,
- do obliczeń przyjęto dolną wartość tłumienia konstrukcyjnego $\zeta = 1{,}5 + 0{,}07\cdot(20\text{-}L) = 2{,}11\%$ wg [12] z uwzględnieniem dodatku do współczynnika tłumienia $\Delta\zeta=0{,}42\%$, przyjęto model tłumienia proporcjonalnego, masowo-sztywnościowego (Reylaigha) [13],
- przyjęto przedział (krok) czasowy $\Delta t = 0{,}01$s;
- w obliczeniach nie uwzględniono sprężystości elementów nawierzchni kolejowej;
- charakterystyki geometryczne przyjęto jak dla przekrojów niezarysowanych (brutto);
- obciążenie modelowano w postaci strumieni sił skupionych, w oparciu o zastępcze modele HSLM-A (A1÷A10) wg [12], z prędkościami 160÷300 km/h, z przedziałem co 10 km/h;
- w obliczeniach wyznaczano maksymalne przemieszczenie i przyspieszenie pionowe konstrukcji, moment zginający i siły poprzeczne.

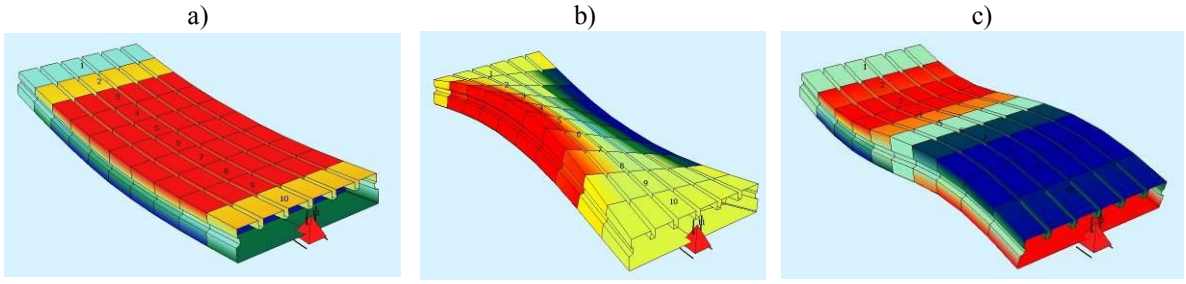
4.2. Model obliczeniowy konstrukcji

Do analizy dynamicznej konstrukcji przyjęto model jednobelkowy (rys. 3b) umieszczony w przestrzeni trójwymiarowej (klasy e^1p^3). Jako przekrój poprzeczny przyjęto zestaw (pakiet) sześciu belek LW1200. Konstrukcję podparto z jednej strony na podporach przegubowo nieprzesuwnych (trzpień stalowy), z drugiej na podporach przegubowych z dopuszczonym przesuwem w kierunku rozpiętości obiektu. Przyjęte w modelu numerycznym więzy, w przybliżeniu, odpowiadają sposobowi podparcia w rzeczywistym obiekcie, w którym nie zastosowano tradycyjnych łożysk. W modelu numerycznym przyjęto dodatkowy warunek brzegowy (więz), zapewniający kinematyczną niezmienność struktury, w postaci blokady kąta skręcenia na podporze (utwierdzenie na skręcanie przekrojów podporowych). W celu przyjęcia jednakowych cech konstrukcji w obliczeniach statycznych i dynamicznych dokonano kalibracji (walidacji) obu modeli. Na podstawie analizy częstości i postaci drgań własnych modelu dwuwymiarowego (rusztowego) dokonano korekty parametrów modelu uproszczonego (sztywność, masa).

4.3. Wybrane wyniki analiz

Wyniki analiz dynamicznych przedstawiono w formie graficznej - wizualizacji (rys. 4) - częstotliwości i odpowiadające im postacie drgań własnych i wykresów (rys. 5) - przebiegi czasowe wybranych wielkości (przemieszczenia, przyspieszenia, momenty zginające w środku przęsła) oraz w formie stabelaryzowanej (tablica 2) - wielkości z analizy dynamicznej odpowiedzi konstrukcji. W tablicy 2 zestawiono przykładowe wyniki z przeprowadzonych obliczeń jednego z obiektów.

Wyniki zostały pogrupowane w zależności od prędkości przejazdu modelowych pociągów HSLM-A1÷A10 [12]. Podano również graniczne wartości u_{zdop} i a_{zdop} odpowiadające analizowanej prędkości [10].

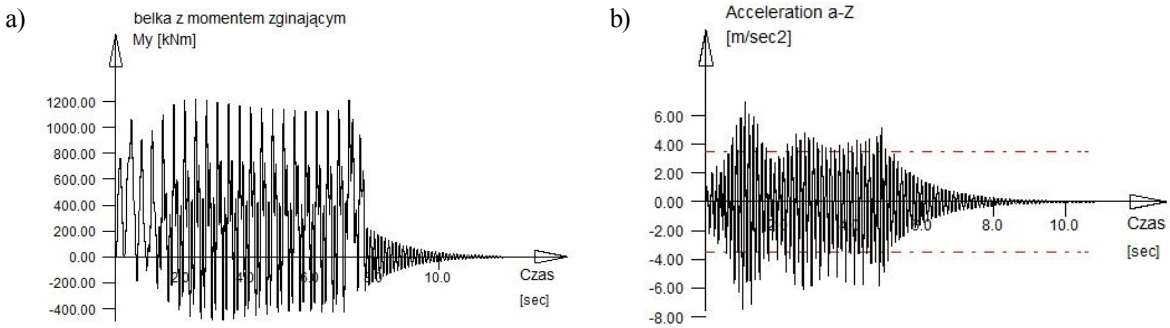


Rys. 4. Podstawowe formy drgań własnych jednego z analizowanych obiektów: a) pierwsza giętna pionowa postać drgań własnych f=9,21 Hz; b) pierwsza skrętna postać drgań własnych f=25,71 Hz; c) druga giętna pionowa postać drgań własnych f=35,69 Hz.

Tablica 2. Przykład wyników - przejazd pociągów modelowych z prędkością V = 270 km/h

L.p.	HSLM	u_z [mm]	u_{zdop} [mm]	a_z [m/s^2]	a_{zdop} [m/s^2]	M_{ymax} [kN/m]	$*M_{zmax}$ [kN/m]
1	A1	2,29	11,50	3,67	3,50	236	1416
2	A2	1,84	11,50	3,24	3,50	184	1105
3	A3	2,15	11,50	3,06	3,50	223	1338
4	A4	1,85	11,50	3,10	3,50	184	1103
5	A5	1,99	11,50	2,86	3,50	201	1203
6	A6	2,13	11,50	2,61	3,50	216	1298
7	A7	2,26	11,50	3,17	3,50	232	1393
8	A8	2,26	11,50	4,27	3,50	228	1366
9	A9	2,77	11,50	4,98	3,50	289	1734
10	A10	2,60	11,50	3,93	3,50	271	1623

Oznaczenia: u_z – maksymalne, obliczone przemieszczenie pionowe; u_{zdop}- dopuszczalne przemieszczenie piono-we konstrukcji przy analizowanej prędkości wg [10]; a_z – maksymalne, obliczone przyśpieszenie pionowe przęsła; a_{zdop} - maksymalne dopuszczalne przyśpieszenie konstrukcji wg [10]; M_{ymax} – maksymalny, przęsłowy (dodatni) moment zginający w pojedynczej belce prefabrykowanej, $*M_{ymax}$ – maksymalny, przęsłowy (dodatni) moment zginający 6-belkowego „pakietu".



Rys. 5. Przykłady wyników analiz dynamicznych: a) zmiany momentu zginającego M_y w środku przęsła w funkcji czasu - przejazd pociągu HSLM -A1 z prędkością 190 km/h; b) zmiany przyspieszenia pionowego a_z środka przęsła w funkcji czasu - przejazd pociągu HSLM -A3 z pr. 300 km/h

5. PODSUMOWANIE

W analizowanych obiektach brak jest obciążenia dominującego. Obciążenia stałe i zmienne powodują porównywalne siły wewnętrzne. Obciążenie taborem wg PN-85 [6] od klasy k=+2 powoduje około 23÷25%, a od k=+1 około 12÷15% zwiększanie sił wewnętrznych, w stosunku do wartości projektowych [5], obliczonych z uwzględnieniem i bez uwzględnienia współczynników dynamicznych. Schemat obciążenia LM71 (UIC-71)

zgodny z PN-EN [12] powoduje wzrost sił wewnętrznych, w odniesieniu do projektowych, z współczynnikiem α_k=1,21 na poziomie 23÷40%, natomiast z α_k=1,10 około 12÷30%.

Reasumując analizowane obiekty nie odpowiadają wymaganym [2] obciążeniom normowym z α_k=1,21 i α_k=1,10 wg PN-EN [12]. Schemat obciążeń SW/2 wg PN-EN [12], reprezentujący ciężki ruch kolejowy, również powoduje wzrost sił wewnętrznych o około 8÷26%, z uwzględniem współczynnika dynamicznego.

Stwierdzono także znaczny wzrost wartości sił poziomych wyznaczonych wg PN-EN, w odniesieniu do wartości projektowej, przekraczający 200%. Oznacza to, znaczne, nieakceptowalne, zwiększenie reakcji poziomych na przyczółki.

Na podstawie obliczeń dynamicznych można stwierdzić, przy założonym w obliczeniach stanie technicznym (idealnym, bez uszkodzeń i degradacji właściwości mechanicznych materiałów) konstrukcji, że konstrukcje nośne obiektów z belek LW1200 mogą służyć do przejazdu pociągów z prędkością do 200 km/h. Przy wszystkich analizowanych prędkościach i typach pociągów HSLM-A1÷A10 parametrem decydującym były dopuszczalne przyspieszenia pionowe przęseł o wartości 3,5 m/s^2.

Piśmiennictwo

[1] Id-2 Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynieryjnych. PKP-PLK S.A., Załącznik do zarządzenia nr 29/2005 Zarządu PKP-PLK S.A. z dnia 18 maja 2005r.

[2] Standardy techniczne - Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max}\leq$200 km/h (dla taboru konwencjonalnego) i 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem) Przyjęte do stosowania w PKP PLK S.A. 14/06/2010r.

[3] Standardy techniczne - Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii CMK do prędkości 200/250 km/h. Obiekty inżynieryjne. CNTK 2002.

[4] PN-B-03261:1958 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i proj.

[5] PN-B-02015:1966 Mosty wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.

[6] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.

[7] PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

[8] Rybak M.: Obciążenia mostów: Komentarz do PN-85/S-10030. WKiŁ Warszawa 1989.

[9] Materiały archiwalne: Katalogi. Kolejowe obiekty inżynierskie. Unifikacja projektowa konstrukcji żelbetowych. CBSiPBK „Kolprojekt", Warszawa 1977 (Aktualizacja 1978).

[10] PN-EN 1990: 2004/A1 Podstawy projektowania konstrukcji, PKN, Warszawa 2008.

[11] PN-EN 1992-2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz. 2: Mosty betonowe. Proj. i szcz. zasady.

[12] PN-EN 1991-2:2007 Oddziaływania na konstrukcję.Cz. 2: Obciążenia ruchome mostów, PKN, W-wa

[13] Podręcznik użytkowania programu SOFiSTiK AG, v. 23.0, Oberschleissheim 2007.

[14] Sturzbecher K.: Analiza dynamiczna przęseł kolejowych z dźwigarów obetonowanych pod obciążeniem o prędkości ruchu 250-350 km/h, AIIL 4/2008, Wydawnictwo PP, Poznań 2008.

[15] Żółtowski K., Madaj A. i innii: Przebudowa mostu kolejowego przez rzekę Pilicę z przystosowaniem do dużych prędkości, AIIL 4/2010, Wyd. PP, Poznań 2010.s. 289-299.

[16] Karlikowski J., Wołowicki W.: Metodyka badań mostów i wiaduktów na linii E-65 w celu ich dostosowania do ruchu pociągów z dużymi prędkościami. XV Seminarium: Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów. Poznań – Rosnówko, 2005, s. 96-104.

ANALYSIS OF RAILWAY BRIDGES MADE OF LW1200 BEAMS IN ORDER TO ACCOMMODAT CMK RAILWAY LINE TO HIGH-SPEED RAILWAY

Summary

The paper presents an example of the analysis of a load-bearing structure made of prefabricated reinforced concrete beams of LW 1200 type which is present in the engineering railway facilities situated on the CMK railway line. The analysis is performed from the point of view of accommodating these facilities to train speeds of 300 kph.