



Zachodniopomorski
Uniwersytet
Technologiczny
w Szczecinie



Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Wpływ rodzaju i ilości lepiszcza w mieszankach typu „anti-fatigue” na parametry zmęczeniowe w teście rozciągania prostego

Rozprawa doktorska
mgr inż. Oliwia Merska

Promotor:	dr hab. inż. Paweł Mieczkowski, prof. ZUT
Promotor pomocniczy:	dr inż. Bartosz Budziński
Opiekun:	dr inż. Wojciech Sorociak

Szczecin, 2024 r.

Badanie zostało zrealizowane przy wsparciu Ministerstwa Edukacji i Nauki [Program Doktoratu Wdrożeniowego, przyznany mgr Oliwii Merskiej, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Al. Piastów 17, 70-310 Szczecin, Polska, ORCID: 0000-0001-7085-7307]

SPIS TREŚCI

SPIS OZNACZEŃ i SKRÓTÓW UŻYTYCH w PRACY	6
STRESZCZENIE	11
SUMMARY	13
1. WSTĘP	15
1.1. Tematyka pracy.....	15
1.2. Problem naukowy	17
1.3. Tezy badawcze.....	22
1.4. Cel pracy	22
1.5. Zakres pracy.....	23
2. PRZEGLĄD LITERATURY	24
2.1. Uszkodzenia nawierzchni drogowych	24
2.1.1. Ogólne przyczyny uszkodzeń nawierzchni	24
2.1.2. Rodzaje uszkodzeń nawierzchni.....	27
2.2. Koncepcje warstw odpornych na zmęczenie i pękanie w niskich temperaturach ...	38
2.2.1. Nawierzchnie długowieczne – wiadomości ogólne.....	38
2.2.2. Nawierzchnie długowieczne – przegląd rozwiązań projektowych.....	40
2.2.3. Warstwy przeciwmęczeniowe – przegląd rozwiązań	50
2.2.4. Warstwy przeciwpękaniowe – przegląd rozwiązań	55
2.3. Ocena mma do warstw przeciwmęczeniowych i przeciwpękaniowych.....	64
2.3.1. Czynniki wpływające na trwałość zmęczeniową mma	64
2.3.2. Czynniki wpływające na parametry niskotemperaturowe mma.....	67
2.3.3. Koncepcja mieszanek SMA-MA	71
2.3.4. Modele reologiczne mma zastosowane w pracy	77
3. METODYKA BADAWCZA	83
3.1. Plan badań.....	83
3.2. Badania materiałów wsadowych	84
3.3. Projekt i badania mieszanek mineralno-asfaltowych (AC AF, SMA-MA).....	88
3.3.1. Mieszanki mineralno-asfaltowe typu betonowego przeznaczone do badań AC AF 8 50/70.....	90
3.3.2. Mieszanki mastykowo-grysowe o zwiększonej zawartości mastyksu przeznaczone do badań.....	92

3.3.3. Porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA.....	95
3.4. Przygotowanie mieszanek w warunkach przemysłowych.....	96
3.5. Badania zaawansowane mieszanek mineralno-asfaltowych	97
3.5.1. Badania niskotemperaturowe wg PN-EN 12697-46:2020-07	97
3.5.2. Badania modułu sztywności wg PN-EN 12697-26	105
3.5.3. Badania odporność na zmęczenie 4PB-PR wg PN-EN 12697-24.....	107
3.5.4. Badania odporności na spękania Texas Overlay wg Tex-248-F	108
3.5.5. Badania zagęszczalności	113
3.5.6. Podsumowanie.....	118
4. WYNIKI BADAŃ I ANALIZA	122
4.1. Wybrane testy statystyczne wykorzystane w pracy	122
4.2. Wyniki badań niskotemperaturowych	124
4.2.1. Ocena wyników próby testu TSRST	125
4.2.2. Ocena wyników próby testu UTST	142
4.2.3. Ocena wyników próby testu RT	150
4.2.4. Ocena wyników próby testu TCT.....	159
4.2.5. Ocena zależności pomiędzy TCT a RT	174
4.2.6. Podsumowanie wyników badań niskotemperaturowych.....	179
4.3. Wyniki badań modułów sztywności.....	184
4.3.1. Ocena wyników próby testu IT-CY	184
4.3.2. Ocena wyników badań w teście 4PB-PR	191
4.3.3. Podsumowanie wyników badań modułów sztywności	199
4.4. Wyniki badań odporności na zmęczenie 4PB-PR	201
4.5. Wyniki badań przeciwspekaniowych Texas Overlay	204
4.6. Wyniki badań zagęszczalności	208
4.6.1. Ocena wpływu temperatury i ciśnienia na poziom wolnych przestrzeni w czasie	210
4.6.2. Ocena wyników na podstawie analizy punktu blokowania (LP)	213
4.6.3. Ocena wyników na podstawie wskaźnika CDI	215
4.6.4. Ocena statystycznej istotności różnic w zawartości wolnych przestrzeni między mieszankami w wybranych warunkach pomiarowych.....	217
4.6.5. Podsumowanie wyników badań zagęszczalności.....	221
5. WDROŻENIE AC AF – STUDIUM PRZYPADKU	223
5.1. Opis zadania	223

5.2. Analiza założeń projektowych konstrukcji nawierzchni	223
5.3. Ocena stanu nawierzchni drogi wojewódzkiej DW 265 – inspekcja wizyjna	225
5.4. Ocena stanu nawierzchni drogi wojewódzkiej DW 265 – badania laboratoryjne	227
5.5. Propozycja metody naprawy	233
5.6. Wykonanie odcinka próbnego z mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80	233
5.7. Przegląd odcinka drogi po 4 latach eksploatacji	238
6. PODSUMOWANIE i WNIOSKI	239
6.1. Wnioski	239
6.2. Kierunki dalszych badań	240
7. BIBLIOGRAFIA	242
8. SPIS NORM	262
9. SPIS RYSUNKÓW	264
10. SPIS TABEL	269

SPIS OZNACZEŃ I SKRÓTÓW UŻYTYCH W PRACY

Tab. 1 Wykaz zastosowanych oznaczeń

Symbol	Jednostka	Opis
ρ	kg/m ³	gęstość mieszanki mineralno-asfaltowej
ρ_b	kg/m ³	gęstość objętościowa mieszanki mineralno-asfaltowej
ρ_a	kg/m ³	gęstość objętościowa ziaren
T	°C	temperatura
$T_{failure}$	°C	temperatura zniszczenia
Δ	°C	gradient temperatury w badaniu TSRST
σ	MPa	naprężenia, σ_{max} – maksymalne naprężenie, $\sigma(t)$ – naprężenia zmienne w czasie
$\sigma_{cry,failure}$	MPa	naprężenia przy zniszczeniu
ε	m/m	odkształcenia, ε_{max} – maksymalne odkształcenie, $\varepsilon(t)$ – naprężenia zmienne w czasie
ε_t	m/m	odkształcenia rozciągające poziome w osi obciążenia na dolnej powierzchni najniższej
$\varepsilon_{failure}$	m/m	odkształcenia graniczne przy zniszczeniu
ε_c	m/m	odkształcenia ściskające na powierzchni podłoża
e_6	μm	odporność na zmęczenie (minimalna wartość odkształcenia przy 1 mln cykli obciążeniowych)
$d\varepsilon$	%/min	przyrost odkształcenia w badaniu UTST
η	$\frac{kg}{m \cdot s}$	współczynnik lepkości,
t	s	czas, t_{ob} – czas obciążania, t_{od} – czas odciążania
t_r	s	czas relaksacji
E	MPa	moduł sztywności
S_n	MPa	moduł sztywności sprężystej
K	----	współczynnik zagęszczalności
h	mm	wysokość próbki
K_G, K_D	----	kruszywa grube, kruszywa drobne
N_f	----	trwałość zmęczeniowa - liczba cykli niszczących,
$N_{f50\%}$	----	liczba obciążeń do zniszczenia dla kryterium klasycznego
β	----	indeks odporności na pękanie w teście TxOT
b	----	wskaźnik propagacji spękania w teście TxOT

Symbol	Jednostka	Opis
G_c	N-mm/mm ²	krytyczna energia pęknięcia
T_{PiK}	°C	temperatura mięknięcia lepiszcza dostarczonego do produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej
ν	----	współczynnik Poissona
V_a	% (v/v)	zawartość objętościowa wolnej przestrzeni
V_b	% (v/v)	zawartość objętościowa asfaltu
Σ	m ²	powierzchnia właściwa kruszywa
B	%	zawartości lepiszcza całkowitego
B_{min}	%	minimalna zawartość lepiszcza asfaltowego
k	----	wskaźnik wypełnienia
$TSRST_{max}$	°C	odporność na spękania niskotemperaturowe (maksymalna temperatura pęknięcia)
WP	% (v/v)	wolne przestrzenie
V_{min}	% (v/v)	minimalna zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej
V_{max}	% (v/v)	maksymalna zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej
$WTS_{AIR_{max}}$	mm/1000 cykli	odporność na deformacje trwałe (maksymalna prędkość przyrostu deformacji)
$PRD_{AIR_{max}}$	%	odporność na deformacje trwałe (maksymalna proporcjonalna głębokość koleiny)
$ITSR_{min}$	%	wrażliwość na działanie wody
D_{max}	%	spływność lepiszcza
F	kPa	siła osiowa
Φ	°	kąt wychylenia próbki (kąt inklinacji)
n_g	szt.	liczba obrotów (w prasie żyratorowej)
G_{mm}	%	wskaźnik zagęszczenia
N	----	wielkość próby
n	----	wielkość grupy
M	----	średnia arytmetyczna
SD	----	odchylenie standardowe
Mdn	----	mediana
SE	----	błąd standardowy estymacji

Symbol	Jednostka	Opis
$Q1, Q3$	----	pierwszy kwartyl (25%) i trzeci kwartyl (75%)
α	----	poziom istotności
p	----	wartość p testu statystycznego
d	----	wielkość efektu d Cohena
df	----	stopnie swobody
R^2	----	współczynnik determinacji, R^2_{adj} – skorygowana wartość R^2
$CI\ 95\%$	----	przedział ufności (ang. confidence interval), ll – lower limit (dolna granica), ul -upper limit (górną granica)
COV	----	współczynnik zmienności
OLS	----	metoda najmniejszych kwadratów
W	----	statystyka testu Shapiro-Wilka
F	----	statystyka testu Fishera
VIF	----	współczynnik inflacji wariancji
ICC	----	współczynnik korelacji wewnątrzklasowej
EMM	----	szacowane średnie wartości końcowe

Tab. 2 Wykaz zastosowanych skrótów

Skrót	Rozwinięcie skrótu
mma	mieszanka mineralno-asfaltowa
SMA-MA	mieszanka mastykowo-grysowa o zwiększonej zawartości mastyksu
SMA	ang. stone mastics asphalt (mieszanka mastykowo-grysowa)
AC	ang. asphalt concrete (beton asfaltowy)
AC AF	ang. asphalt concrete for anti-fatigue layer (beton asfaltowy do warstw przeciwmęczeniowych)
AF	ang. anti-fatigue (przeciwmęczeniowy)
AP	asfalt piaskowy
PP	ang. perpetual pavement (nawierzchnia długowieczna)
AC WMS	beton asfaltowy o wysokim module sztywności
EME	fr. enrobés a module élevé (beton asfaltowy o wysokim module sztywności)
BBME	fr. béton bitumineux à module élevé (beton asfaltowy o wysokim module sztywności)
BBTM	fr. béton bitumineux tres mince (beton asfaltowy do cienkich warstw)
RCC	ang. roller compacted concrete (beton wałowany)
PmB	ang. polymer modified bitumen (asfalt modyfikowany polimerami)

Skrót	Rozwinięcie skrótu
HiMA	ang. highly modified asphalt (asfalt wysokomodyfikowany)
SBS	styrene-butadien-styren (polimer)
SAMI	ang. stress absorbing membrane interlayer (warstwa pośrednia absorbująca naprężenia)
AR-SAMI	ang. asphalt rubber stress-absorbing membrane interlayer (warstwa pośrednia absorbująca naprężenia na bazie asfaltu z gumą)
FAR-SAMI	ang. fiber-reinforced asphalt rubber stress-absorbing membrane interlayer (warstwa pośrednia absorbująca naprężenia wzmocniona włóknami)
SAWI	ang. stress-absorbing waterproof interlayer (warstwa pośrednia, hydroizolacyjne absorbująca naprężenia)
ISAC	ang. interlayer stress absorbing composite (międzywarstwowy kompozyt absorbujący naprężenia)
AIL	ang. aggregate interlayer (konstrukcje odwrócone z warstwą kruszywa)
HVAS	ang. high viscosity asphalt sand (asfalt piaskowy o wysokiej lepkości)
CRL	ang. crack relief layer lub anti-reflective cracking layer (warstwa przeciwpękaniowa)
WTS _{AIR}	ang. wheel tracking speed
PRD _{AIR}	ang. proportional rut depth
ITSR	ang. indirect tensile strength ratio
<i>DTS-30</i>	serwo-hydrauliczny system badawczy
TCT	ang. tensile creep test (test pełzania przy rozciąganiu)
TSRST	ang. thermal stress restrained specimen test (badanie naprężeń termicznych w próbce usztywnionej)
RT	ang. relaxation test (test relaksacji naprężeń)
UTST	ang. uniaxial tension stress test (test jednoosiowego rozciągania)
TxOT	ang. texas overlay tester (metoda badania odporności mieszanki na pękanie opracowana w Texasie)
4PB-PR	ang. four-point bending test on prismatic specimens (czteropunktowe zginanie próbek prostokątnych)
IT-CY	ang. indirect tensile test on cylindrical specimens (rozciąganie pośrednie próbek walcowych)
LP	ang. locking point (punkt blokowania)
CDI	ang. compaction densification index (wskaźnik stabilności mieszanki)
VFB	ang. voids filled with bitumen (wolna przestrzeń w mieszance mineralnej wypełniona lepkiem)

Skrót	Rozwinięcie skrótu
VMA	ang. voids in mineral aggregate (zawartość wolnej przestrzeni w mieszance mineralnej)
RAP	ang. reclaimed asphalt pavement (destrukta asfaltowy ze zużytej nawierzchni drogowej)
PG	ang. performance grade (klasyfikacja funkcjonalna asfaltów)
LCA	ang. life cycle assessment (cykl życia nawierzchni)
MEPDG	ang. mechanical empirical pavement design guide (mechanistyczno-empiryczna metoda projektowania nawierzchni)
KTKPiP	Katalog Typowych Konstrukcji Podatnych i Półsztywnych
WT-2	Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, WT-2 2014 – część i Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne
GDDKiA	Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad
APA	ang. American Asphalt Pavement Alliance (Amerykańskie Stowarzyszenie Wykonawców Nawierzchni Asfaltowych)
TRL	ang. Transport Research Laboratory (Laboratorium Badań Transportu)
IBDiM	Instytut Badawczy Dróg i Mostów
SPENS	ang. sustainable pavements for european new member states (program zrównoważonych nawierzchni asfaltowych dla nowych europejskich państw członkowskich)
HVS	ang. heavy vehicle simulator (symulator ruchu ciężkiego)
WMB	wytwórnia mas bitumicznych
DWU	deklaracja właściwości użytkowych
ZKP	zakładowa kontrola produkcji
KR	kategoria ruchu
RLM	ang. robust linear model (silny model liniowy)
BFGS	algorytm Broydena – Fletchera – Goldfarba – Shanno
GAM	ang. generalized additive model (uogólniony model addytywny)

STRESZCZENIE

Wpływ rodzaju i ilości lepiszcza w mieszankach typu „anti-fatigue” na parametry zmęczeniowe w teście rozciągania prostego

Głównym tematem rozprawy jest analiza wpływu rodzaju i ilości lepiszcza w mieszankach typu „anti-fatigue” na parametry zmęczeniowe w teście rozciągania prostego. Szczególną uwagę poświęcono mieszankom mastyksowo-grysowym o zwiększonej zawartości mastyksu SMA-MA oraz betonom asfaltowym „anti-fatigue” (AC AF), które mogą pełnić funkcje warstw przeciwmęczeniowych i przeciwspekaniowych w konstrukcjach nawierzchni. Ze względu na właściwości reologiczne ich zastosowanie w konstrukcji nawierzchni prowadzi do zwiększenia trwałości zmęczeniowej. Prawidłowe zaprojektowanie warstw nawierzchni pod względem odporności zmęczeniowej to tylko część sukcesu w zapewnieniu długotrwałej eksploatacji nawierzchni. Oprócz tego konstrukcja drogi musi być również odporna na inne czynniki, tj. koleinowanie, odporność na działanie czynników atmosferycznych, czy też odporność na spękania, których geneza może być różna.

W pracy przedstawiono wyniki badań niskotemperaturowych, modułu sztywności, odporności na zmęczenie, zagęszczalności mieszanek SMA-MA i AC AF z różnym lepiszczem asfaltowym. Dodatkowo scharakteryzowano badane mieszanki pod kątem odporności na spękania odbite wykorzystując metodykę badawczą TxOT (Texas Overlay Tester). Badania niskotemperaturowe przeprowadzono w szerokim zakresie temperatur ujemnych, wykorzystując różne testy rozciągania prostego, skupiając się na odporności na spękania niskotemperaturowe oraz zdolności do relaksacji naprężeń. Odporność na spękania oceniono za pomocą testu TSRST, a właściwości reologiczne za pomocą testów TCT i RT, stosując modele reologiczne Burgersa i Maxwella. Ocenę na podstawie testów RT oraz TCT prowadzono dla trzech temperatur: -10°C , -15°C , -20°C . Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że kluczowym parametrem wpływającym na zachowanie się mieszanek mineralno-asfaltowych w niskich temperaturach jest rodzaj lepiszcza. Badania uzupełniono o wyznaczenie modułu sztywności w teście IT-CY oraz 4PB-PR. Wykorzystując schemat belki czteropunktowo zginanej przedstawiono charakterystyki zmęczeniowe badanych materiałów wyznaczając przy tym wartość ϵ_6 dla każdego z nich. Jednym z czynników minimalizujących ryzyko wystąpienia spękań odbitych jest dobór odpowiedniego rodzaju lepiszcza oraz składu mieszanki. w urządzeniu Texas Overlay Tester

sprawdzono, że mieszanki SMA-MA i AC AF wykazują cechy mieszanek odpornych na spękania odbite.

Prowadzone badania miały na celu ocenę i porównanie parametrów dwóch różnych typów mieszanek SMA-MA i AC AF w zależności od rodzaju zastosowanego lepiszcza asfaltowego. Stwierdzono, że zastosowanie asfaltów wysokomodyfikowanych poprawia trwałości zmęczeniową badanych mieszanek oraz ich odporność na spękania, co przekłada się na poprawę trwałości dróg, gdy mieszanki te zostaną prawidłowo zaprojektowane, wyprodukowane i wbudowane.

Rozprawa zawiera również analizę porównawczą mieszanek SMA-MA z mieszankami AC AF pod kątem ich zdolności do wbudowania i zagęszczania, co jest kluczowe dla kształtowania właściwości fizyczno-wytrzymałościowych nawierzchni drogowych. Udowodniono, że mieszanka SMA-MA osiąga parametry mechaniczne typowych mieszanek AC AF przy poprawionych parametrach związanych z jej urabialnością i wbudowaniem.

Pracę doktorską wzbogaca studium przypadku dotyczące wdrożenia technologii AC AF do naprawy nawierzchni drogi wojewódzkiej nr 265 w województwie kujawsko-pomorskim. Przedstawiono opis zadania, założenia techniczne i projektowe, problematykę uszkodzeń nawierzchni oraz szczegółowy plan naprawczy. Szczegółowo opisano proces produkcji, wbudowania i zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej do warstwy przeciwspekaniowej.

Na podstawie uzyskanych wyników, przeanalizowano konkretne rozwiązania materiałowe oraz sformułowano wskazówki wykonawcze i projektowe, które mogą przyczynić się do ochrony istniejących nawierzchni przed spękaniem oraz budowy nowych konstrukcji spełniających zwiększone wymagania trwałości.

SUMMARY

The impact of the type and amount of binder in “anti-fatigue” mixtures on fatigue parameters in the tensile test

The main topic of the dissertation is the analysis of the impact of the type and amount of binder in “anti-fatigue” mixtures on fatigue parameters in the straight tensile test. Special attention was paid to mastic-gravel mixtures with an increased content of mastic SMA-MA and “anti-fatigue” asphalt concretes (AC AF), which can perform the functions of anti-fatigue and anti-cracking layers in pavement structures. Due to their rheological properties, their use in pavement construction leads to increased fatigue durability.

Proper design of pavement layers in terms of fatigue resistance is only part of the success in ensuring long-term pavement operation. In addition to this, the road construction must also be resistant to other factors, such as rutting, resistance to low temperatures, resistance to cracking of various origins. The work presents the results of low-temperature tests, stiffness modulus, fatigue resistance, compactability of SMA-MA and AC AF mixtures with different asphalt binders. The impact of the type of mineral-asphalt mixture and asphalt binder on the resistance of the tested mixtures to reflective cracking was also analyzed. Low-temperature tests were carried out in a wide range of negative temperatures, using various straight tensile tests, focusing on resistance to low-temperature cracking and stress relaxation ability. Crack resistance was assessed using the TSRST test, and rheological properties were assessed using TCT and RT tests, using Burgers and Maxwell rheological models. The assessment based on RT and TCT tests was conducted for three temperatures: -10°C, -15°C, -20°C. Based on the results obtained, it was found that the key parameter affecting the behavior of mineral-asphalt mixtures at low temperatures is the type of binder. The research was supplemented by determining the stiffness modulus in the IT-CY and 4PB-PR tests. Using the four-point bending beam scheme, the fatigue characteristics of the tested materials were presented, determining the value of ε_6 for each of them. One of the factors minimizing the risk of reflection cracks is the selection of the appropriate type of binder and mixture composition. The Texas Overlay Tester verified that SMA-MA and AC AF mixtures exhibit the characteristics of mixtures resistant to reflection cracking.

These studies aimed to assess and compare the parameters of two different types of mixtures SMA-MA and AC AF depending on the type of asphalt binder used. It was found

that the use of highly modified asphalts significantly improves the fatigue durability of the tested mixtures, which translates into improved road durability when these mixtures are properly designed, produced, and built. The dissertation also contains a comparative analysis of SMA-MA mixtures with AC AF mixtures in terms of their ability to be built and compacted, which is key to shaping the physical and strength properties of road pavements. It has been proven that the SMA-MA mixture achieves the mechanical parameters of typical AC AF mixtures with improved parameters related to its workability.

The doctoral dissertation is enriched with a case study on the implementation of AC AF technology for the repair of the provincial road No. 265 in the Kuyavian-Pomeranian Voivodeship. The task description, technical and design assumptions, pavement damage issues, and a detailed repair plan are presented. The process of production, laying and compaction of the hot mix asphalt for the anti-cracking layer is described in detail.

Based on the results obtained, specific material solutions were analyzed, and executive and design guidelines were formulated, which can contribute to the protection of existing pavements from cracking and the construction of new structures meeting increased durability requirements

1. WSTĘP

1.1. Tematyka pracy

Współczesne badania nad wytrzymałością nawierzchni drogowych w różnych warunkach obciążenia ruchem i czynnikami atmosferycznymi są kluczowe dla zapewnienia ich długowieczności i bezpieczeństwa użytkowania. Dobrze zaprojektowane nawierzchnie drogowe powinny być odporne na deformacje trwałe, charakteryzować się odpowiednią trwałością zmęczeniową oraz gwarantować odporność na spękania. Spękania warstw asfaltowych ze względu na zróżnicowaną genezę są jednym z głównych problemów pojawiających się w czasie eksploatacji nawierzchni. Mogą pojawiać się stopniowo i być wynikiem narastania szkody zmęczeniowej od ruchu pojazdów. Takie spękania nazywamy zmęczeniowymi. Klasyczne spękania zmęczeniowe inicjowane są na spodzie warstw asfaltowych w wyniku kumulacji naprężeń rozciągających, a kierunek ich propagacji jest „z dołu do góry”. Drugi typ pęknięć zmęczeniowych jest wynikiem przede wszystkim dużych nacisków od kół pojazdów na styku opony z nawierzchnią, te propagują „z góry do dołu”. Inny rodzaj spękań występuje, gdy nowe warstwy asfaltu są układane na powierzchni już spękanej (np. stare nawierzchnie) lub podatnej na spękania (np. warstwy związane spoiwem hydraulicznym) wtedy nieciągłość materiału w dolnej warstwie powoduje koncentrację naprężeń w nowej, górnej warstwie, co prowadzi do inicjacji i propagacji spękań. Takie uszkodzenia nazywane są spękaniami odbitymi. Spękania niskotemperaturowe są szczególnym rodzajem uszkodzeń, które powstają w wyniku działania niskich temperatur na nawierzchnie asfaltową. Znaczne wahania temperatur sezonowych i rocznych, powodują, że nawierzchnia może ulec uszkodzeniom na skutek naprężeń termicznych powstających w warstwach. Wyróżnia się dwa mechanizmy spękań niskotemperaturowych. Pierwszy związany z gwałtownym obniżeniem temperatury i natychmiastowym pojawieniem się pęknięcia w najsłabszym punkcie (np. złącze poprzeczne), drugi związany z występowaniem cyklicznych obciążeń termicznych i traktowanych jako niskotemperaturowe spękania zmęczeniowe. w praktyce zniszczenia nawierzchni w postaci spękań mogą być wynikiem kumulacji kilku czynników: powtarzających się obciążeń od ruchu pojazdów, dobowych zmian temperatury, skurczów termicznych oraz spękań odbitych.

Rodzaj i intensywność uszkodzeń konstrukcji są ściśle związane z typem nawierzchni, technologią wykonania oraz rodzajem użytych materiałów. Jedną z koncepcji służącą przedłużeniu trwałości nawierzchni asfaltowych są nawierzchnie długowieczne („perpetual

pavements”), w których obniżenie wartości odkształceń krytycznych osiąga się poprzez zwiększenie grubości i/lub sztywności warstw. Dodatkowe zastosowanie w układzie konstrukcji odpowiednio zdefiniowanej warstwy przeciwmęczeniowej/przeciwspękaniaowej pozwala wykonawcom i inwestorom na uzyskanie efektywnych technicznie i ekonomicznie sposobów na zwiększenie trwałości nawierzchni. Parametry przeciwmęczeniowe/przeciwspękaniaowe warstw asfaltowych wiążą się przede wszystkim z ich zdolnością do relaksacji naprężeń, wytrzymałością na rozciąganie i odpornością na pękanie. Poprawę tych właściwości można osiągnąć poprzez: wybranie odpowiedniego rodzaju i uziarnienia mieszanki (najczęściej drobnoziarnistej), zastosowanie określonego rodzaju asfaltu i jego ilości, a także przez zastosowanie różnych dodatków (np. polimery, guma, włókna, itp.) w mieszance. Uzyskanie mieszanek mineralno-asfaltowych chroniących konstrukcję nawierzchni przed spękaniami i jednocześnie wpływających korzystnie na trwałość zmęczeniową w dużej mierze zależy od procesu projektowania, ale niezbędne jest również dobranie odpowiednich metod badawczych, pozwalających wyznaczyć ich charakterystyki reologiczne oraz ocenić materiały pod kątem odporności na niskie temperatury oraz pękanie.

W niniejszej pracy skupiono się na analizie wytrzymałości na rozciąganie, odporności na spękania odbite oraz relaksacji naprężeń dwóch typów mieszanek, które będąc częścią układu konstrukcji nawierzchni mogą w niej pełnić zarówno funkcję warstwy przeciwmęczeniowej, jak i warstwy przeciwspękaniaowej. Do badań wybrano beton asfaltowy „anti-fatigue” (AC AF – ang. asphalt concrete for anti-fatigue layer), jako materiał znany ze swoich zastosowań w nawierzchniach długowiecznych oraz innowacyjną mieszankę mastyksowo-grysową o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA), która do tej pory stosowana była głównie do warstw ochronnych obiektów mostowych. Biorąc pod uwagę zróżnicowane modele materiałowe obu typów mieszanek oraz brak wymagań opisujących ich odporność na niskie temperatury, wytrzymałość na rozciąganie i zdolność do relaksacji naprężeń celowym jest prowadzenie badań w tym zakresie. Charakterystyczną cechą mieszanki betonowej AC AF jest jej wysoka odporność na zmęczenie, co sprawia, że jest wykorzystywana w nawierzchniach o wydłużonej trwałości zmęczeniowej. Przedmiotem badań jest ocena czy mieszanki AC AF oraz SMA-MA są również odporne na spękania (niskotemperaturowe i odbite), a w konstrukcji mogą pełnić zarówno rolę warstwy przeciwmęczeniowej jak i przeciwspękaniaowej. W tym celu praca koncentruje się na analizie i porównaniu parametrów niskotemperaturowych mieszanek SMA-MA i AC AF w zależności od ilości i rodzaju użytego lepiszcza asfaltowego. Bada również odporność

mieszanek na spękania odbite, wykorzystując urządzenie Texas Overlay Tester (TxOT). Dodatkowo przeprowadzono badania sztywności i odporności na zmęczenie badanych mieszanek. Ważnym aspektem badań jest również analiza gęstości objętościowej mieszanki mineralno-asfaltowej. Wszystkie mieszanki uzyskują swoje parametry wytrzymałościowe po osiągnięciu wymaganej gęstości objętościowej, co jest związane z odpowiednią ilością wolnych przestrzeni. w praktyce proces ten wymaga właściwie przeprowadzonego etapu wbudowania i zagęszczania. Ze względu na specyfikę warstw „anti-fatigue” (cienkie warstwy, bogate w lepiszcze asfaltowe), mieszanki do nich stosowane muszą być podatne na zagęszczenie, co jest kluczowe dla osiągnięcia pożądanych właściwości mechanicznych. w pracy przeprowadzono analizę porównawczą mieszanek SMA-MA z mieszankami AC AF pod kątem ich zdolności do wbudowania i zagęszczania. Uzyskane w pracy badawczej wyniki pozwolą na zdefiniowanie konkretnych rozwiązań materiałowych, wskazówek wykonawczych i projektowych umożliwiających ochronę istniejących nawierzchni przed spękaniem (funkcja przeciwspekaniowa) oraz budowę nowych konstrukcji spełniających zwiększone wymagania trwałości (funkcja przeciwmęczeniowa), które są obecnie poszukiwane przez zarządców dróg w Polsce.

Temat pracy realizowany jest w ramach doktoratu wdrożeniowego, a współpraca z wiodącym wykonawcą w dziedzinie robót infrastrukturalnych, rozwijającym szeroką gamę produktów i technologii poświęconych realizacji inwestycji drogowych oraz dysponującym wytwórniami mieszanek mineralno-asfaltowych oraz asfaltów modyfikowanych w Polsce, pozwoliła na skalowanie eksperymentu i pozyskanie materiału badawczego wyprodukowanego w warunkach przemysłowych i najbardziej zbliżonych do tych wykorzystywanych w realnym procesie technologicznym. Nowoczesne zaplecze sprzętowe współpartnera pozwoliło na wykonanie odcinka doświadczalnego nawierzchni z wykorzystaniem wybranej mieszanki i ocenę implementacji wyrobu w warunkach rzeczywistych.

1.2. Problem naukowy

Konstrukcje drogowe poddawane wielokrotnym obciążeniom dynamicznym od ruchu pojazdów oraz działaniu niekorzystnych czynników zewnętrznych często ulegają zniszczeniu. Utrata nośności materiału obciążonego siłami zmiennymi nazywana jest zmęczeniem materiału. Zjawisko zmęczenia nawierzchni asfaltowych jest jednym z kluczowych aspektów projektowania konstrukcji nawierzchni. Jest ono istotne nie tylko dla trwałości całej nawierzchni, liczonej w latach, ale także dla kosztów budowy

i utrzymania dróg. Zrozumienie schematu pracy nawierzchni oraz czynników wpływających na jej trwałość pozwala na tworzenie nowych układów warstw z zastosowaniem innowacyjnych materiałów. Klasyczny układ górnych (asfaltowych) warstw konstrukcji nawierzchni składa się z pakietu warstw (zwykle 2-3): warstwy ścieralnej, wiążącej i podbudowy, leżących na podbudowie z mieszanek związanych lub niezwiązanych i nośnych warstwach podłoża. w podejściu mechanistycznym jednostkowe obciążenie nawierzchni przez przejeżdżający pojazd ciężki, mimo wywołania odkształcenia rozciągającego na spodzie warstw asfaltowych, nie powoduje inicjacji jej pęknięcia (warstwy dolnej). Dopiero kumulacja cykli obciążenia prowadzi do narastania tzw. szkody zmęczeniowej w warstwie z mieszanki mineralno-asfaltowej, a w konsekwencji inicjację pęknięcia i rozpoczęcie procesu degradacji nawierzchni. w związku z powyższym pojawiają się różne koncepcje służące przedłużeniu trwałości nawierzchni asfaltowych, głównie poprzez zwiększenie grubości i/lub sztywności poszczególnych warstw w układzie, czego efektem jest lepsze rozłożenie obciążeń i zabezpieczenie spodu konstrukcji przed zbyt dużym działaniem sił pionowych. Biorąc pod uwagę, że największe odkształcenia zmęczeniowe powstają w spodzie warstw asfaltowych to celowym jest umieszczenie w układzie warstwy, która dzięki swoim właściwościom reologicznym będzie jednocześnie wpływała na wzrost trwałości zmęczeniowej całej konstrukcji, oraz eliminowała pęknięcia inicjowane na spodzie warstw asfaltowych. Przeznaczone do tego celu mieszanki mineralno-asfaltowe, które podlegają największym odkształceniom rozciągającym w konstrukcji nawierzchni, powinny charakteryzować się jak najniższą zawartością wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej, dużą zawartością lepiszcza (w ujęciu objętościowym), drobnym uziarnieniem, odpowiednią grubością i bardzo wysoką odpornością na zmęczenie i rozciąganie w szerokim zakresie temperatur. Znany rozwiązaniem materiałowym w tym zastosowaniu są mieszanki typu beton asfaltowy o uziarnieniu do 5 mm (AC AF 5) lub 8 mm (AC AF 8). Zauważono, że wymienione założenia materiałowe spełniają również mieszanki mastykowo-grysowe o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA). Do tej pory mieszanki te były stosowane z powodzeniem jako warstwy ochronne (spełniające również funkcje hydroizolacyjne) na obiektach mostowych. Wiadomym jest, że typ betonowy mma charakteryzuje się ciągłą krzywą uziarnienia, natomiast cechą charakterystyczną mieszanek mastykowo-grysowych jest nieciągłość uziarnienia mieszanki mineralnej i silny szkielet grysowy wypełniony mastyksem. Dodatkowo w przypadku SMA-MA ilość mastyksu została zwiększona poprzez zwiększenie udziału procentowego wypełniacza, drobnych frakcji kruszywa, ale przede wszystkim lepiszcza. Nasuwa się zatem pytanie, czy mieszanki

SMA-MA mogą stanowić alternatywę dla stosowanych już w przemyśle mieszanek AC AF w zastosowaniu do warstw przeciwmęczeniowych/przeciwspekaniowych. W tym celu wykonano badanie zmęczenia mieszanek metodą 4PB-PR, czyli czteropunktowego zginania belki prostokątnej. Badanie wykonano w trybie kontrolowanego odkształcenia rozciągającego (ϵ_t) w temperaturze 10°C i przy częstotliwości obciążenia sinusoidalnego 10 Hz. Czynnikiem różnicującym mma oprócz ich kompozycji był rodzaj lepiszcza asfaltowego (drogowe i wysokomodyfikowane). Uzyskane wyniki pozwoliły na wyznaczenie charakterystyk zmęczeniowych dla SMA-MA i AC AF, porównano również ϵ_6 dla badanych mieszanek z różnymi lepiszczami.

Odporność na pękanie mieszanek mineralno-asfaltowych to obok trwałości zmęczeniowej istotny parametr z punktu widzenia projektowania trwałych konstrukcji nawierzchni. Badanie zjawiska odporności mma na pękanie jest zadaniem trudnym z punktu widzenia mnogości przyczyn wywołujących ten typ uszkodzenia, jak również form ich występowania oraz metod badawczych. Uznano, że wpływ niskich temperatur w połączeniu z osiągnięciem stanu zmęczenia istotnie wpływają na trwałość nawierzchni drogowej. W ramach pracy analizowano wpływ oddziaływania niskich temperatur na mieszankę SMA-MA w porównaniu do mieszanki AC AF z różnym rodzajem lepiszcza asfaltowego. Do opisu właściwości niskotemperaturowych przeprowadzono badania w wybranym zakresie temperatur ujemnych (-10 do -20°C) wykorzystując kilka, różniących się od siebie testów w schemacie rozciągania prostego. Cykliczne naprężenia termiczne prowadzą do zmęczenia warstw asfaltowych i powstania spękań niskotemperaturowych. Dobór temperatur badawczych stanowi laboratoryjne odzwierciedlenie warunków termicznych występujących najczęściej w klimacie o umiarkowanych zimach, czyli takich jakie przeważają w Polsce. Istnieje możliwość wystąpienia gwałtownych spadków temperatur, a obniżenie się temperatury przy dużym gradiencie powoduje skurcz materiału i jego pęknięcie. Wzrost naprężeń powstający w wyniku skurczu materiału oraz temperaturę pęknięcia mieszanek SMA-MA i AC AF przeprowadzono w teście TSRST (Thermal Stress Restrained Specimen Test).

Obecnie w polskich przepisach brakuje wymagań opisujących odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na niskie temperatury, szczególnie w odniesieniu do mieszanek przeznaczonych do warstw przeciwmęczeniowych/ przeciwspekaniowych. Wytyczne WT - 2 2014 wprowadzają wymóg badania odporności na spękania niskotemperaturowe metodą TSRST jedynie w stosunku do betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (AC WMS) – brak jednak w tym przypadku wymagań, konieczne jest przedstawienie wyłącznie

wartości uzyskanych z badań. Odporność niskotemperaturowa związana jest również z cechami reologicznymi mma. Właściwości lepko sprężyste są wyraźnie widoczne w niskich temperaturach podczas długiego czasu działania obciążenia. Ciekawym problemem badawczym jest zatem sprawdzenie właściwości reologicznych mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych/ przeciwspekaniowych mając na uwadze, że są to mieszanki drobnoziarniste, bogate w lepiszcze asfaltowe/mastyks, wyprodukowane w warunkach przemysłowych i zróżnicowane ze względu na rodzaj lepiszcza asfaltowego (drogowe i wysokomodyfikowane). Jako kryterium do oceny cech reologicznych badanych mieszanek przyjęto czas relaksacji naprężeń wyznaczony w sposób bezpośredni w badaniu RT (Relaxation Test) oraz w sposób pośredni w teście TCT (Tensile Creep Test).

Mieszanki typu AC AF i SMA-MA swoją rolę mogą spełnić nie tylko w nowobudowanych konstrukcjach nawierzchni, ale mogą stanowić również rozwiązanie technologiczne w remontach i przebudowach istniejącej sieci drogowej, na której obserwuje się występowanie spękań o różnej genezie. Mieszanki drobnoziarniste, układane jako warstwa pośrednia na zdegradowanym podłożu, zapobiegają dalszej propagacji spękań powstałych w warstwach niżej leżących (warstw ulepszonych spoiwem hydraulicznym lub spękanych warstw asfaltowych). Wykonana warstwa będzie działała jak membrana odpowiednio odkształcalna, zdolna do absorbowania i rozpraszania naprężeń. w ostatnim czasie obserwuje się znaczny rozwój technologiczny w budowie i projektowaniu nawierzchni betonowych w Polsce. Nawierzchnie sztywne wykonywane w technologii tradycyjnego betonu cementowego lub innowacyjnego betonu wałowanego RCC (Roller Compacted Concrete), pomimo swojej dużej wytrzymałości zmęczeniowej z czasem mogą ulegać uszkodzeniom powierzchniowym. Wpływa to głównie na ich estetykę i komfort jazdy (szczególnie w początkowym okresie użytkowania). Wraz z czasem uszkodzenia powierzchniowe nawierzchni betonowych zwiększają się, prowadząc do większych uszkodzeń już w całym przekroju płyty (np. braku ciągłości struktury płyty czy współpracy pomiędzy płytami) czego efektem jest osłabienie elementu. Rozwiązaniem tych problemów mogą stać się mieszanki przeciwspekaniowe/ przeciwmęczeniowe, które będą stanowiły formę zabezpieczenia uszkodzonej nawierzchni, nie tylko przed przenikaniem wody w głąb konstrukcji poprzez jej uszczelnienie, ale również przed przenoszeniem spękań odbitych w górne warstwy konstrukcji. Ze względu na nieco inny charakter zmęczeniowy występujący w przypadku spękań odbitych, ciekawym staje się znalezienie odpowiedzi na pytanie, czy badane mieszanki mineralno-asfaltowe wykazują cechy mieszanek o zwiększonej odporności na pękanie ze względu na ich skład i odpowiedni dobór ilości

i rodzaju lepiszcza. Do oceny zdolności mma do minimalizacji ryzyka wystąpienia i przenoszenia spękań odbitych wykorzystano mało popularną w Polsce metodę TxOT (ang. Texas Overlay Tester). w Polsce nie ma publikacji ani raportów badawczych dotyczących wykorzystania metody TxOT, z uwzględnieniem polskich rodzajów mieszanek do warstw przeciwspekaniowych/ przeciwmęczeniowych oraz stosowanych w nich asfaltów. Do oceny i porównania badanych mieszanek zastosowano kryterium odporności na pękanie zgodne z normą Tex-248-F.

W ujęciu teoretycznym wykonane badania laboratoryjne dostarczają nam informacji, że trwałość zmęczeniowa oraz odporność na pękanie zależy od ilości i właściwości lepiszcza asfaltowego oraz cech fizycznych mieszanki (parametry obj. w mma, zawartość wolnych przestrzeni w mma, czy wypełnienie wolnych przestrzeni w mieszance mineralnej asfaltem). Nawet najlepiej zaprojektowana w warunkach laboratoryjnych mieszanka na etapie realizacji (budowy) musi zostać właściwie wyprodukowana, ułożona i zagęszczona. Wbudowanie i zagęszczanie mieszanki mineralno-asfaltowej to etapy kształtujące jej właściwości fizyczno-wytrzymałościowe. w związku z faktem, że mieszanki AC AF i SMA-MA są bogate w lepiszcze asfaltowe, a ich zastosowanie w konstrukcji stanowi dodatkowy koszt dla inwestora dąży się do zoptymalizowania grubości wykonywanej warstwy. Mieszanka rozkładana w cienkich warstwach (grubościach rzędu 25 – 35 mm) ma mniejszą pojemność cieplną, a tym samym podczas procesu wbudowywania oddziaływanie czynników zewnętrznych (tj. wiatru, wody, temperatury podłoża i powietrza) prowadzi do intensyfikacji poboru ciepła i szybkich spadków temperatury w warstwie. Efektywne zagęszczenie powinno się prowadzić w zakresie temperatur, w których lepkość dynamiczna lepiszcza asfaltowego mieści się w granicach 2-20 Pa·s. Dla mieszanek wbudowywanych w cienkich warstwach oznacza to, że czas na zagęszczanie jest bardzo krótki (do 3-5 minut), a proces musi rozpocząć się bezpośrednio za stołem rozścielacza. z tego względu istotnym kryterium oceny mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw „anti-fatigue” jest ich szczelność, urabialność i podatność do wbudowania (zagęszczalność). Przypuszcza się, że mieszanki mastyksowo-grysowe o zwiększonej zawartości mastyksu, będą miały lepsze parametry urabialności i możliwości wbudowania w porównaniu z mieszanekami AC AF, przy zbliżonych parametrach mechanicznych. z tego względu konieczne było wykonanie badań porównawczych (w stosunku do typowych AC AF). Ocenę zagęszczalności powinno się przeprowadzać już na etapie projektowania mieszanki. Ważne w tym przypadku jest, by proces zagęszczania w laboratorium odwzorowywał efekt końcowy uzyskiwany podczas wbudowywania na drodze. Pozyskana wiedza na temat

zagęszczalności mieszanek pozwoli na właściwe planowanie procesu budowlanego, co jest szczególnie istotne w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco wbudowywanych w cienkich warstwach. w pracy skupiono się na ocenie zagęszczalności mieszanek do warstw przeciwspekaniowych/ przeciwmęczeniowych, które ze względu na pełnioną funkcję w konstrukcji nawierzchni powinny charakteryzować się jak najniższą zawartością wolnych przestrzeni (ok. 1-2%). Na podstawie pomiarów prowadzonych w prasie żyratorowej wyznaczono dla każdej z mieszanek przy zmiennych temperaturach i ciśnieniu żyratorowy punkt blokowania (LP) oraz wskaźnik CDI. Ten zakres pracy dostarcza wiedzy niezbędnej do sformułowania wskazówek wykonawczych w zakresie prawidłowego wbudowania i zagęszczenia mieszanek AC AF i SMA-MA (aspekt wdrożeniowy).

1.3. Tezy badawcze

Na podstawie analizy problemu badawczego, przeglądu literatury oraz własnego doświadczenia sformułowano następujące tezy pracy:

TEZA 1: Rodzaj zastosowanego lepiszcza (asfalt drogowy i wysokomodyfikowany polimerami – HiMA) decyduje o odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na pękanie i zmęczenie, szczególnie w niskich temperaturach.

TEZA 2: Mieszanka mastyksowo-grysowa o zwiększonej zawartości mastyksu SMA-MA, stosowana do tej pory jako warstwa ochronna na obiektach mostowych, może pełnić funkcję warstwy przeciwmęczeniowej / przeciwspekaniowej w konstrukcji nawierzchni drogowej.

TEZA 3: Mieszanka SMA-MA może osiągnąć parametry mechaniczne typowych mieszanek typu AC AF przy poprawionych parametrach związanych z jej urabialnością i zagęszczalnością.

1.4. Cel pracy

Celem rozprawy doktorskiej jest określenie wpływu ilości, a przede wszystkim rodzaju lepiszcza na parametry zmęczeniowe mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw „anti-fatigue”, w tym odporność na spękania wywołane cyklicznymi naprężeniami rozciągającymi od skurczu warstw konstrukcji nawierzchni drogowej. Badaniom poddaje się innowacyjne mieszanki mastyksowo-grysowe o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA) oraz betonu asfaltowego typu AC AF na bazie dwóch różnych lepiszczy asfaltowych (wysokomodyfikowanego polimerami i drogowego). Uzyskane wyniki badań pozwolą na porównanie dwóch różnych typów mieszanek w kontekście trwałości

zmęczeniowej, odporności na działanie niskich temperatur i spękania oraz podatności na zagęszczenie.

Celem pośrednim jest opracowanie wymagań, zapewniających funkcjonalność i trwałość badanych mieszanek w konstrukcji nawierzchni.

Celem dodatkowym wynikającym z założeń doktoratu wdrożeniowego jest wykonanie odcinka próbnego warstwy „anti-fatigue” i sformułowanie wskazówek wykonawczych na podstawie badań i poczynionych obserwacji.

1.5. Zakres pracy

Zakres pracy doktorskiej obejmuje:

1. przegląd literatury polskiej i zagranicznej w zakresie m.in. rodzajów uszkodzeń nawierzchni i czynników, które te uszkodzenia wywołują, koncepcji warstw odpornych na zmęczenie i pękanie w niskich temperaturach, oceny parametrów mma wpływających na trwałość zmęczeniową i niskotemperaturową oraz charakterystykę modeli reologicznych opisujących zachowanie się mma;
2. projektowanie mieszanek AC AF 8 50/70, AC AF 8 PmB 65/105-80, SMA-MA 8 50/70, SMA-MA 8 PmB 65/105-80 w warunkach laboratoryjnych;
3. nadzór nad wytworzeniem mieszanek w skali technicznej na WMB i pobranie materiału badawczego;
4. przygotowanie próbek analitycznych do testów wynikających z planu badań;
5. wykonanie badań odporności na spękania niskotemperaturowe mma w schemacie rozciągania prostego;
6. wykonanie testów pełzania TCT i relaksacji naprężeń RT w trzech temperaturach: - 10°C, -15°C, -20°C;
7. oznaczenie modułu sztywności w schemacie IT-CY i 4PB-PR;
8. badanie odporności na zmęczenie w schemacie belki czteropunktowo zginanej 4 PB-PR;
9. wykonanie badań odporności na spękania odbite metodą Texas Overlay;
10. wykonanie badań zagęszczalności w prasie żyrotorowej;
11. wykonanie analiz, testów statystycznych w oparciu o uzyskane wyniki badań;
12. analiza odcinka próbnego wykonanego w wybranej technologii;
13. podsumowanie i sformułowanie najważniejszych wniosków wynikających ze zrealizowanych badań oraz analiz.

2. PRZEGLĄD LITERATURY

2.1. Uszkodzenia nawierzchni drogowych

2.1.1. Ogólne przyczyny uszkodzeń nawierzchni

Konstrukcje drogowe stanowią podstawę infrastruktury komunikacyjnej, tym samym utrzymanie nawierzchni w dobrym stanie technicznym jest kluczowe dla ich funkcjonowania. Pojawiające się uszkodzenia nawierzchni mają wpływ na komfort i bezpieczeństwo użytkowania dróg przez kierowców, rowerzystów i pieszych. Dzięki zrozumieniu procesów powstawania uszkodzeń nawierzchni istnieje szansa na minimalizację ryzyka ich przedwczesnego powstawania oraz świadomego zastosowania technologii wydłużających trwałość konstrukcji drogowych. w niniejszym rozdziale sklasyfikowano rodzaje uszkodzeń oraz omówiono przyczyny ich powstawania.

Pogorszenie stanu nawierzchni, pojawiające się wraz z upływem czasu, obejmuje złożone interakcje między wieloma czynnikami, tj. charakterystyką istniejącej konstrukcji (grubość, liczba i rodzaj warstw itp.), czynnikami atmosferycznymi, obciążeniem ruchem, efektywnością odwodnienia, itp. Na uszkodzenia lub przyspieszone zużycie konstrukcji drogowej mogą wpływać również błędy powstałe na etapie projektowania, wykonawstwa lub utrzymania [1]. Szereg przyczyn wpływających na trwałość nawierzchni asfaltowych przedstawiono na rysunku (Rys. 2-1).



Rys. 2-1. Zestawienie czynników wpływających na trwałość nawierzchni drogowej

Warstwy asfaltowe w nawierzchniach drogowych są podatne na spękania w niskich i pośrednich temperaturach eksploatacyjnych, natomiast w wysokich na deformacje trwałe (lepkoplastyczne), szczególnie warstwy wyżej leżące (wiążąca, ścieralna). Korzystając z wiedzy o wpływie czynników na układ warstwowy, możliwe jest zaprojektowanie trwałej nawierzchni, co uzasadnione jest aspektami ekonomicznymi i środowiskowymi.

Wyróżnia się dwa główne czynniki, które swoim oddziaływaniem są odpowiedzialne za trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni. Pierwszym z nich jest obciążenie **ruchem pojazdów**. Natomiast drugi ma związek z występującymi na danym terenie **warunkami klimatycznymi**, w szczególności ze zmianą temperatury [2, 3]. Czynniki związane z ruchem pojazdów to przede wszystkim oddziaływanie na stan odkształceń mma. Mówiąc o ruchu drogowym, ma się na myśli jego natężenie, charakterystykę obciążeń (obciążenie osi, sposób oddziaływania: dynamiczne i statyczne), ciśnienie kontaktowe, prędkość pojazdów oraz geometrię drogi (szerokość pasa ruchu, pochylenie niwelety) [4, 5]. Na podstawie danych wejściowych do projektowania ustala się wielkość obciążenia ruchem (kategorię ruchu) na danym odcinku drogi, zgodnie z Katalogiem Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych z 2014 roku [6].

Literatura wskazuje, że **czynniki klimatyczne**, tj. zmiany temperatury, wilgotność, opady, wody gruntowe, prędkość wiatru, promieniowanie UV ze względu na złożoność mechanizmów oddziaływania stanowią znacznie bardziej szkodliwy czynnik przyczyniający się do degradacji nawierzchni drogowych niż czynnik ruchowy [7, 8].

Badania wykazały, że **temperatura** jest najbardziej wpływowym stresorem klimatycznym oddziałującym na nawierzchnię [8-10]. Efekt jej wpływu jest dwojaki. z jednej strony wzrost temperatury warstw asfaltowych może powodować spadek ich sztywności, a tym samym ograniczyć powierzchnię rozkładu naprężeń na powierzchni podłoża gruntowego. Nawet jeśli zmiana sztywności materiałów asfaltowych nie jest znacząca w ciągu jednej doby, tak ich kumulacja w długim okresie przyczynia się do niszczenia konstrukcji. Podatność materiałów na trwałe odkształcenia plastyczne (koleiny) zwiększa się wraz ze wzrostem temperatury [7, 11, 12]. Dodatkowo wyższa temperatura (w połączeniu z promieniowaniem UV i dostępnością tlenu) przyspiesza starzenie lepiszcza w mieszkankach mineralno-asfaltowych (szczególnie warstw ścieralnych), przez co nawierzchnie stają się bardziej podatne na pękanie [13-15]. Nawierzchnia pochłania i kumuluje ciepło z energii słonecznej, co ma dominujący wpływ na maksymalną temperaturę warstwy ścieralnej i w konsekwencji pozostałych warstw asfaltowych. Część energii jest wydatkowana z nawierzchni w wyniku promieniowania i konwekcji, a część

przenika do warstw niżej leżących [16]. Pojemność i przewodność cieplna materiałów nawierzchni determinują jej profil temperaturowy [17, 18]. Zachodzące zmiany klimatyczne, tj. ocieplenie klimatu, bezpośrednio wpływają na zmianę parametrów nawierzchni i powinny być brane pod uwagę w procesie projektowania konstrukcji drogi [19]. Udowodniono, że wpływ może mieć zarówno średnia roczna temperatura, jak i zakres wahań temperatury (dobowy i dla dłuższych okresów czasowych) [9]. Analizy pokazują, że globalna temperatura powierzchni wzrosła o $0,85^{\circ}\text{C}$ w latach 1880-2012 [20, 21]. z drugiej zaś strony, zmiany temperatury wpływają na rozwój stanu naprężeń w konstrukcji. w miarę obniżania się temperatury powietrza, a tym samym temperatury warstw bitumicznych, obserwuje się zjawisko kontrakcji (skurczu) materiału. Spadek temperatury wywołuje generowanie naprężeń termicznych w obrębie warstwy, część z nich może zostać relaksowana, ale przy dalszym obniżeniu temperatury naprężenia termiczne zaczynają wzrastać, aż do punktu, w którym przekraczają odporność warstwy bitumicznej na rozciąganie. Temperatura, przy której naprężenia termiczne zaczynają przekraczać wytrzymałość warstwy na rozciąganie, jest określana mianem temperatury krytycznej, przy której powstają pęknięcia [22]. Niekorzystny wpływ na konstrukcję nawierzchni mają również częste przejścia przez 0°C w okresie zimowym. Wzrost naprężeń termicznych w warstwie indukuje powstawanie spękań termicznych [23, 24]. Powstałe pęknięcia w nawierzchni są istotnym mechanizmem wpływającym na jej degradację. Powstała nieciągłość tworzy możliwość wnikania wody do warstw konstrukcyjnych oraz inicjacji naprężeń krawędziowych, prowadzących do uszkodzeń w ich obrębie [16].

Istnieje wiele opracowań nawiązujących do odporności mma na **działanie wody** [25, 26]. Prawidłowo zaprojektowana konstrukcja nawierzchni zapewnia spływ wód opadowych poprzez spadki podłużne i poprzeczne i/lub poprzez infrastrukturę odwadniającą (drenaż, ścieki, itp.). w nawierzchniach uszkodzonych (wyboje, pęknięcia) wody powierzchniowe wnikają w strukturę powodując wypłukiwanie materiału i degradację warstwy. Na trwałość konstrukcji wpływ mają również cykle zamrażania i rozmrażania [27]. Zjawiska te spowodowane są zarówno temperaturą, jak i wilgocią [15, 28]. Niskie temperatury zimą powodują, że woda uwięziona w porach nawierzchni zamarzając zwiększa swoją objętość o ok. 9% [29] i powoduje rozsadzanie warstwy [30]. Ponadto zbyt duża wilgotność warstwy wpływa na parametry wytrzymałościowe (obniżenie modułu sztywności) konstrukcji, a w połączeniu z niskimi temperaturami powoduje jej pękanie [25, 31, 32]. Właściwie zaprojektowanie odwodnienia korpusu drogowego chroni konstrukcję drogową przed jej erozją.

Prędkość wiatru wpływa na dynamikę wymiany ciepła w procesach konwekcyjnych (konwekcja wymuszona), które zachodzą na powierzchni nawierzchni. Zwiększenie prędkości wiatru wpływa na obniżenie temperatury nawierzchni, co tym samym jest dla niej korzystne na etapie jej użytkowania (zakładając, że nie występują bardzo niskie temperatury). Prędkość wiatru może zmieniać temperaturę nawierzchni w zakresie od 2°C do 10°C [10]. Wiatr odgrywa również istotną rolę na etapie wbudowania, gdzie kształtowane są parametry wytrzymałościowe poszczególnych warstw, mające wpływ na trwałość drogi w całym okresie eksploatacji [33, 34]. w tym przypadku wiatr (jego prędkość) ma negatywny wpływ na proces wbudowywania mieszanek mineralno-asfaltowych (szybkie wychładzanie), skutkujący brakiem zagęszczenia, szczególnie w przypadku cienkich warstw asfaltowych [33].

Uwagę należy zwrócić również na oddziaływanie **promieniowania UV** na warstwę ścieralną. Zachmurzenie może oddziaływać na promieniowanie krótko i długofalowe oraz wpływać na bilans energetyczny nawierzchni [35]. Wyniki badań pokazują, że szybkość starzenia się asfaltu pod wpływem promieniowania ultrafioletowego wzrasta stopniowo wraz ze zmniejszaniem się grubości błonki asfaltowej oraz wzrostem natężenia promieniowania [14, 36]. Na przyspieszenie tego procesu wpływ ma również **tlen** z powietrza. Utlenianie się asfaltu (zwiększenie związków polarnych w lepiszczu) powoduje ztwardnienie mieszanek mineralno-asfaltowych, a w konsekwencji pogorszenie właściwości reologicznych [37, 38].

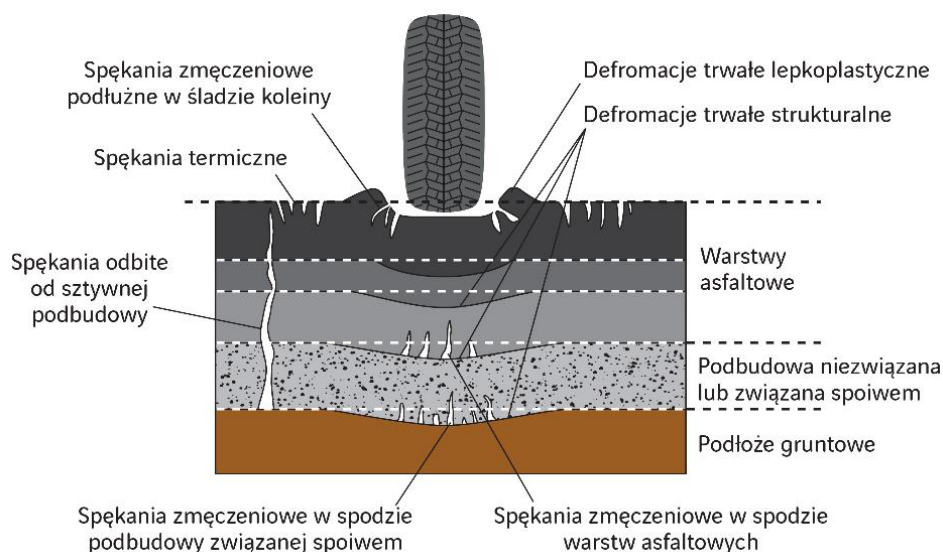
2.1.2. Rodzaje uszkodzeń nawierzchni

Uszkodzenia nawierzchni mogą być generowane w wyniku działania ruchu pojazdów, czynników klimatycznych, jak również mogą powstawać na skutek błędów projektowych, wykonawczych czy utrzymaniowych. Rodzajów uszkodzeń nawierzchni jest wiele, tak jak wiele jest przyczyn je wywołujących [39]. Niektóre uszkodzenia ograniczają się do powierzchni, inne sięgają w głąb konstrukcji lub ich przyczyna leży głęboko pod powierzchnią. w tablicy (Tab. 2-1) przedstawiono trzy podstawowe grupy uszkodzeń nawierzchni asfaltowych, które dodatkowo podzielono na uszkodzenia szczegółowe.

Tab. 2-1. Klasyfikacja uszkodzeń nawierzchni asfaltowych [40]

Grupa podstawowa	Grupa szczegółowa
Deformacje trwałe	koleiny lepkoplastyczne
	koleiny strukturalne
	sfalowania, odciski, inne deformacje
Spękania	zmęczeniowe
	termiczne
	odbite
Uszkodzenia powierzchniowe	ubytki ziaren i lepiszcza oraz mieszanki mineralno-asfaltowej
	wypolerowanie ziaren kruszywa
	łaty i wyboje
	wypływy (plamy) lepiszcza

Na rysunku (Rys. 2-2) przedstawiono schemat poszczególnych uszkodzeń nawierzchni asfaltowej ze wskazaniem miejsca ich występowania.



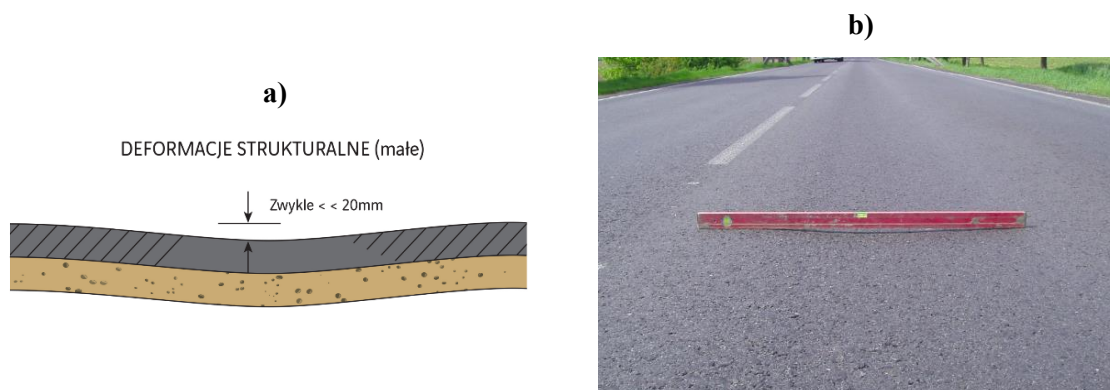
Rys. 2-2. Schemat uszkodzeń nawierzchni asfaltowej z uwzględnieniem miejsca ich występowania [40]

Deformacje trwałe oraz cała grupa spękań to główne problemy powodujące degradację warstw asfaltowych nawierzchni. z tego względu zostaną szerzej opisane w dalszej części przeglądu [23, 41, 42].

2.1.2.1. Deformacje trwałe

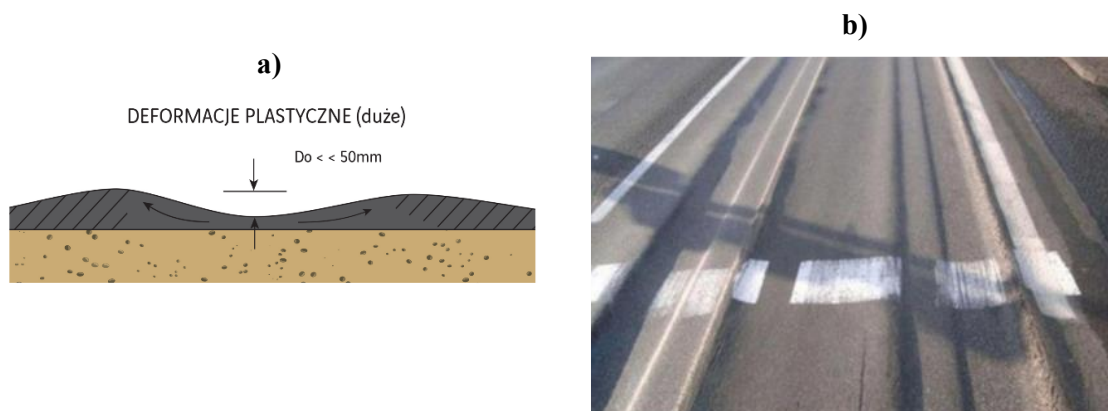
Nawierzchnia pod wpływem ruchu ulega odkształceniom, które mają charakter odwracalny (odkształcenia sprężyste) lub nieodwracalny (odkształcenia trwałe). Odkształcenia trwałe pojawiają się najczęściej w postaci kolein, jako podłużne deformacje występujące w przekroju poprzecznym [11, 43]. Istnieją dwa główne rodzaje deformacji trwałych: deformacje podłoża i/lub warstw nawierzchni wynikające z ich dogęszczenia (strukturalne) oraz deformacje lepkoplastyczne, identyfikowane w warstwach asfaltowych [44, 45].

Koleiny strukturalne dotyczą przede wszystkim niedostosowania układu konstrukcyjnego nawierzchni do nośności podłoża oraz przewidywanego obciążenia ruchem. w skrajnych przypadkach mogą też być efektem utraty nośności podłoża, np. na skutek niesprzyjających warunków gruntowo-wodnych [46]. Deformacje te charakteryzują się dużym promieniem krzywizny, małą głębokością (nieprzekraczającą 20 mm), a ich krawędzie są delikatnie zarysowane [47]. Schemat deformacji strukturalnych i ich przykład z terenu przedstawiono na rysunku (Rys. 2-3).



Rys. 2-3. a) schemat deformacji strukturalnej, b) widok deformacji w nawierzchni

Koleiny lepkoplastyczne powstają na skutek nieodpowiedniej wytrzymałości mieszanek mineralno-asfaltowych na ścinanie, co prowadzi do kumulacji nieodwracalnych odkształceń od obciążenia kół, głównie w warstwie ścieralnej, a w wyjątkowych sytuacjach również w warstwie wiążącej [36, 48-49]. Pogłębianie się kolein jest szczególnie nasilone w okresach letnich. Koleiny lepkoplastyczne mają małe promienie i jednocześnie wyraźnie zarysowane krawędzie, a poruszający się po drodze pojazd ma wrażenie jazdy w torze [50-51]. Schemat deformacji strukturalnych i ich przykład z terenu przedstawiono na rysunku (Rys. 2-4).



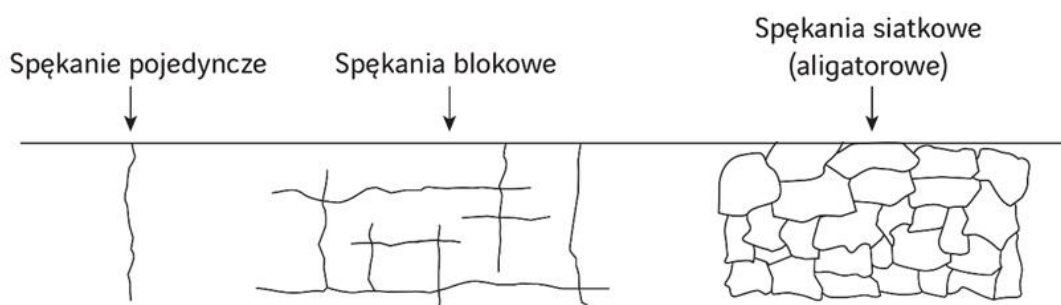
Rys. 2-4. a) schemat deformacji lepkoplastycznej, b) widok deformacji w nawierzchni

Przyczyn powstałych uszkodzeń należy upatrywać w oddziaływaniu wysokiej temperatury oraz obciążeń od ruchu pojazdów. Szczególny wpływ na deformacje ma ruch skanalizowany (odbywający się po jednym torze) oraz intensywny i powolny ruch pojazdów ciężarowych podczas występowania wysokich temperatur nawierzchni. Sfalowania obserwuje się również w miejscach hamowania i przyspieszania pojazdów (np. skrzyżowania, dojazdy do punktów poboru opłat, itp.) [39]. Ponadto zastosowanie do warstwy ścieralnej mieszanek mineralno-asfaltowych nieodpornych na deformacje trwałe (np. zbyt duża zawartość lepiszcza, zbyt miękkie lepiszcze, nieodpowiedni skład granulometryczny) również może skutkować odkształceniami warstwy nawet przy niewielkim ruchu pojazdów samochodowych [52-56]. Deformacje lepkoplastyczne mogą pojawić się w warstwie ścieralnej nawet w przypadku właściwego wykonawstwa i przy prawidłowo zaprojektowanej i wyprodukowanej mieszance mineralno-asfaltowej, a w wyniku niewłaściwej eksploatacji. Szczególnie niebezpieczny jest okres około 2 tygodni od momentu oddania warstwy do ruchu i dotyczy głównie letniej pory roku, gdy w wyniku wysokich temperatur powietrza przy jednoczesnym oddziaływaniu długotrwałego obciążenia dochodzi do deformacji [1].

2.1.2.2. Uszkodzenia indukowane zmęczeniem i niską temperaturą

Złożonym problemem w dziedzinie inżynierii drogowej są spękania. Nawierzchnia asfaltowa, a szczególnie mieszanki mineralno-asfaltowe, podlegają zniszczeniu w wyniku indukowanych naprężeń związanych z ruchem drogowym i czynnikami klimatycznymi. Spękania nawierzchni podatnych i półsztywnych różnią się między sobą zarówno genezą powstania, kształtem, zakresem, kierunkiem propagacji jak również lokalizacją w konstrukcji nawierzchni. Ze względu na kierunek występowania rozróżnia się spękania

podłużne (równoległe do kierunku jazdy pojazdu) lub **poprzeczne** (prostopadłe do kierunku jazdy). Przyjmują one najczęściej kształt prostoliniowy, ale mogą być również tzw. meandrujące. Spękania mogą występować jako pojedyncze, podwójne, rozgałęzione lub tworzyć mniej lub bardziej gęstą sieć wzajemnie połączonych bloków („pęknięcia blokowe”) lub małych nieregularnych wielokątów („pęknięcia siatkowe – aligatorowe”). Ze względu na szerokość pęknięcia (odległość między dwiema krawędziami) dzieli się je na bardzo drobne (mikropęknięcia tzw. „włosowate” – szerokość kilku dziesiątych milimetra), drobne (1-2 mm) lub szerokie (kilka mm do 1 cm) [57]. Różne formy pęknięć przedstawiono na rysunku (Rys. 2-5).



Rys. 2-5. Różne formy pęknięć

Ze względu na genezę powstania spękania nawierzchni asfaltowych można podzielić na trzy główne grupy:

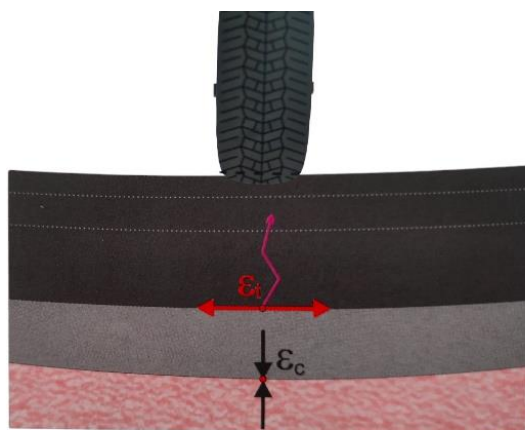
- a) spękania spowodowane powtarzalnym obciążeniem od ruchu pojazdów (ang. load associated cracking) głównie spękania **zmęczeniowe**, w tym:
 - podłużne w śladzie koła (pojedyncze),
 - siatkowe (tzw. aligatorowe),
- b) spękania niezależne od obciążenia kołem (ang. non-load associated cracking) to w dużej mierze spękania określane jako **termiczne**, w tym:
 - niskotemperaturowe poprzeczne (pojedyncze),
 - niskotemperaturowe na połączeniach technologicznych,
 - zmęczeniowe (blokowe),
- c) spękania spowodowane koncentracją naprężeń w warstwach asfaltowych wywołanych skurczem materiałów dolnych warstw (np. podbudów stabilizowanych spoiwem hydraulicznym) określane jako **odbite**, w tym:
 - poprzeczne,

- podłużne.

Zjawisko zmęczenia warstw asfaltowych uznawane jest za podstawowe kryterium projektowania trwałych konstrukcji nawierzchni. „Trwałość zmęczeniowa” (N_f) to termin określający liczbę cykli zmęczeniowych (ugięć nawierzchni), które układ warstw asfaltowych jest w stanie wytrzymać w określonym czasie do osiągnięcia stanu granicznego nośności. w Polsce kryterium zmęczeniowe warstw asfaltowych definiuje się poprzez:

- konstrukcja nawierzchni osiąga stan zmęczenia, kiedy wartość zastępczego modułu sztywności warstw asfaltowych stanowi mniej niż 50% jego wartości początkowej,
- nie mniej niż 20% powierzchni jest pokryte pęknięciami zmęczeniowymi o rozwartości większej niż 2 mm.

Zmęczenie warstw asfaltowych to zjawisko, które polega na powtarzalnych odkształceniach konstrukcji w wyniku cyklicznego obciążania i odciążania układu wskutek poruszających się pojazdów. Mimo że pojedyncze ugięcie nie powoduje uszkodzenia nawierzchni (warstw asfaltowych), to kumulacja ugięć prowadzi do przekroczenia wytrzymałości materiału na rozciąganie w wyniku narastania szkody zmęczeniowej, aż do inicjacji pęknięcia. Schemat pracy konstrukcji nawierzchni przedstawiono na rysunku (Rys. 2-6).



Rys. 2-6. Schemat niszczenia nawierzchni podatnych

W konstrukcji nawierzchni poddawanej obciążeniom od ruchu pojazdów samochodowych inicjowane są:

- naprężenia i odkształcenia rozciągające w spodzie dolnej warstwy asfaltowej ϵ_t (*tension – rozciąganie*),
- odkształcenia ściskające na powierzchni podłoża ϵ_c (*compression – ściskanie*).

Ugięcie nawierzchni (w wyniku naprężeń ściskających w podłożu) skutkuje odkształcenia wyżej leżących warstw konstrukcyjnych, co w przypadku warstw asfaltowych prowadzi do spękań zmęczeniowych.

Spękania zmęczeniowe warstw asfaltowych są uważane za jedną z najczęściej występujących form degradacji [58]. Jako klasyczne pęknięcie zmęczeniowe określa się spękanie „**z dołu do góry**” (ang. „bottom-up”) związane z oddziaływaniem mechanicznym od kół pojazdów. Spękania te inicjowane są na spodzie warstw asfaltowych i propagują ku powierzchni. Zjawisko to można zauważyć zarówno w nawierzchniach podatnych jak i półsztywnych, a jego przyczyną jest kumulacja naprężeń rozciągających na spodzie warstw asfaltowych przy ich stosunkowo małej odporności na rozciąganie [59]. Na powierzchni jezdni mają charakter spękań zwanych siatkowymi lub aligatorowymi.



Rys. 2-7. Widok spękania siatkowego

Liczne badania przeprowadzone w ostatnich latach wykazały, że pojawiają się też spękania inicjowane na powierzchni, głównie na krawędzi strefy obciążenia kołem pojazdu [60-63]. Ten rodzaj spękań nazwano „**z góry do dołu**” (ang. „top-down”) [58]. Wśród przyczyn występowania spękań „z góry na dół” wymienia się [37, 58, 64-66]:

- naprężenia rozciągające i ścinające indukowane na powierzchni spowodowane oponami od samochodów ciężarowych (opony o szerokiej podstawie i wysokim ciśnieniu),
- nierównomiernie rozłożone kontaktowe naprężenie pionowe na styku krawędzi śladu koła z nawierzchnią,
- starzenie lepiszcza asfaltowego skutkujące dużymi naprężeniami w warstwie,

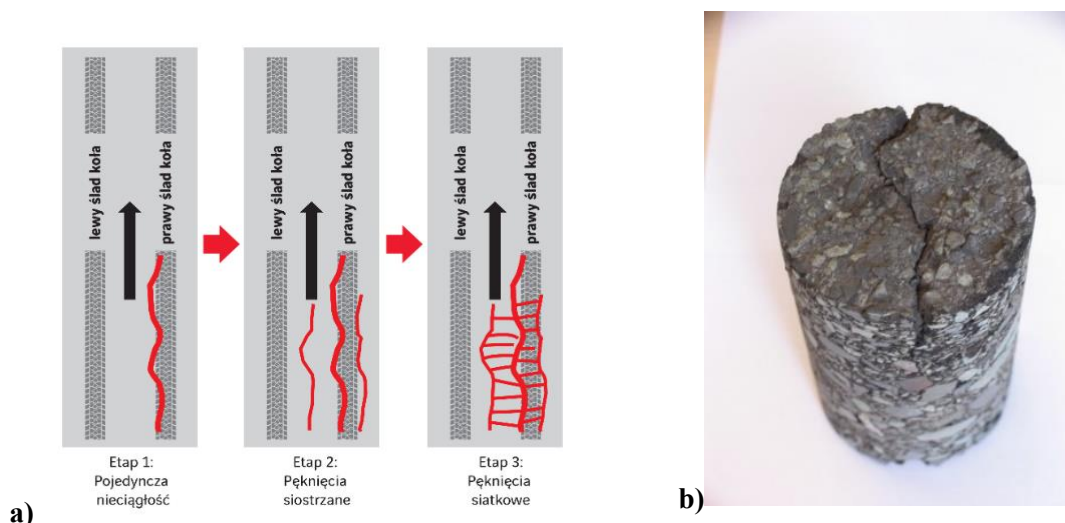
- zbyt podatne warstwy asfaltowe umieszczone na sztywnej warstwie związanej spoiwem hydraulicznym.

W większości przypadków pęknięcie „góra-dół” pojawia się jako pojedyncza nieciągłość w pobliżu toru jazdy, jak przedstawiono na rysunku (Rys. 2-8).



Rys. 2-8. Przykład spękania „góra-dół” (ang. top-down)

W miarę upływu czasu i wzrostu przyłożonych obciążeń, w odległości ok. 0,3 – 1,0 m pojawiają się nowe podłużne pęknięcia równoległe do pierwotnego („pęknięcia siostrzane”) [67]. Według niektórych badań pęknięcia podłużne mogą być połączone stosunkowo krótkimi pęknięciami poprzecznymi, co w rezultacie prowadzi do powstania siatki spękań (spękania siatkowe – spękania aligatorowe) [68-70]. Widok spękań „z góry do dołu” w zaawansowanym stadium degradacji nawierzchni przypomina siatkowe spękania zmęczeniowe, generowane od spodu pakietu warstw asfaltowych, co utrudnia ich identyfikację. Mechanizm powstawania spękań siatkowych przedstawiono na rysunku (Rys. 2-9)



Rys. 2-9. a) mechanizm powstawania spękań siatkowych, b) widok spękania top-down

Badania terenowe pokazują, że pęknięcia „top-down” obserwowane są w warstwach asfaltowych o grubości 160 mm lub większej, a ich głębokość jest ograniczona w zakresie 50–75 mm [59, 60, 71, 72]. Pęknięcia mogą mieć przebieg podłużny lub poprzeczny i pojawiają się zwykle od 3 do 5 lat po zakończeniu budowy [65, 73, 74].

Na obszarach, gdzie występują niskie, ujemne temperatury, może dochodzić do powstawania **spękań niskotemperaturowych** [41, 75, 76]. Problem spękań niskotemperaturowych w literaturze po raz pierwszy został poruszony w roku 1966 [23] i nazwany jako „Non-Load Associated Cracking of Asphalt Pavements” (ang. spękania niezależne od obciążenia kołem pojazdu). Na terenie Kanady i północnej części Stanów Zjednoczonych spękania niskotemperaturowe są główną formą uszkodzeń nawierzchni [77]. Spękania niskotemperaturowe występują również na terenie Europy Północnej, Rosji, Japonii i północnej części Chin [78-80]. Powstawanie spękań niskotemperaturowych może być spowodowany 3 mechanizmami: single-event thermal cracking (pojedyncze spękania termiczne), thermal fatigue craking (termiczne spękania zmęczeniowe) i load-associated thermal cracking (spękania termiczne powiązane z obciążeniem) [81], przy czym może być również kombinacją powyższych trzech mechanizmów. Pojedyncze spękanie termiczne powstaje w sytuacji, w której dochodzi do gwałtownego spadku temperatury, który powoduje wzrost sztywności warstwy oraz duży skurcz generujący naprężenia. Powstałe spękanie poprzeczne biegnie przez całą szerokość przekroju poprzecznego drogi [82, 83]. Ten typ pęknięcia jest odpowiedni dla chłodnych regionów (np. Alaska, Canada) lub dla regionów o klimacie umiarkowanym, w którym doszło do gwałtownego obniżenia

temperatury. Widok pojedynczego spękania termicznego przedstawiono na rysunku (Rys. 2-10).



Rys. 2-10. Przykład pojedynczego spękania niskotemperaturowego

Spękania niskotemperaturowe zmęczeniowe, których nie należy mylić ze spękaniami zmęczeniowymi siatkowymi nawierzchni, powstają na skutek dobowych cykli schładzania i ogrzewania nawierzchni (częste przejście przez 0°C) bez występowania ekstremalnych spadków temperatury. Cykliczne naprężenia termiczne, powodujące zmęczenie warstw asfaltowych, prowadzą do przekroczenia odporności mieszanki mineralno-asfaltowej na rozciąganie [84]. Ten typ zniszczenia jest odpowiedni dla klimatów umiarkowanych [85]. Najbardziej złożonym mechanizmem powstawania spękań termicznych jest kumulacja czynników zmęczeniowych powiązanych z obciążeniem od ruchu, ale również powtarzających się wahań temperatury i częstych przejść przez 0°C (cykle oziębiania i ogrzewania) [75, 86, 87]. Zjawisko spękań termicznych przejawia się początkowo jako grupa równoległych, równomiernie rozmieszczonych, poprzecznie zorientowanych rys na powierzchni warstwy, a z biegiem czasu przyjmuje kształt bloków (spękania blokowe) [75, 88, 89]. Typowy obraz spękań termicznych zmęczeniowych przedstawiono na rysunku (Rys. 2-11).



Rys. 2-11. Niskotemperaturowe spękania zmęczeniowe (źródło: tensar.pl)

Na uwagę zasługuje również teoria mówiąca, że jeżeli warstwy podbudowy lub warstwa wiążąca jest znacznie sztywniejsza niż warstwa ścieralna wtedy może dochodzić do pękania termicznego warstw niżej leżących i przenoszenia się spękań w górę [90-92]. Homogeniczność (jednorodność) układanej warstwy oraz zagęszczenie mieszanki jak i jakość połączenia działek roboczych odgrywają istotną rolę w rozwoju pęknięć niskotemperaturowych [93]. Znajomość warunków mających wpływ na odporność niskotemperaturową mma (tj. wartość naprężeń termicznych, wytrzymałość na rozciąganie, itp.) powinny być rozważane przy projektowaniu nawierzchni [94].

Ostatnią grupą spękań są **spękania odbite**. Są to w większości przypadków poprzeczne spękania warstwy ścieralnej nawierzchni, będące odwzorowaniem istniejących pęknięć i nieciągłości warstw niżej leżących, propagowanych w górę w wyniku koncentracji naprężeń i nieciągłości struktury materiału, prowadzących do lokalnego przekroczenia wytrzymałości granicznej [95]. Pęknięcia odbite zwykle występują w nawierzchniach asfaltowych posadowionych na podbudowach związanych hydraulicznie (stabilizacja cementem, chudy beton) lub starych i popękanych nawierzchniach asfaltowych [96, 97]. Dodatkowo identyfikuje się je również jako szczeliny w istniejących nawierzchniach z betonu cementowego, spoiny podłużne lub poprzeczne na połączeniach warstw, zwłaszcza na poszerzeniach jezdni lub połączeniach z ulepszonym poboczem. Obciążenie ruchem oraz gradient temperatury powodują pionowe i poziome przemieszczenia rys, co skutkuje postępującą propagacją szczeliny w warstwach wyżej leżących [98, 99]. Prędkość procesu zależy od grubości i rodzaju warstw asfaltowych nawierzchni oraz stanu podłoża [100-101].

w ślad za literaturą przyjmuje się, że prędkość/szybkość propagacji to ok. 2,0–2,5 cm na rok, co prowadzi do ukazania się spękań odbitych na powierzchni po ok. 3 latach od oddania drogi do eksploatacji [102].

Podsumowując, problem pęknięć w nawierzchni ma charakter złożony. Wiąże się on ze stanem naprężeń i odkształceń w konstrukcji nawierzchni na skutek obciążenia od ruchu pojazdów, a także czynników klimatycznych. Rozróżnienie pęknięć zmęczeniowych (powstałych na skutek utraty trwałości) od tych wywołanych niską temperaturą jest skomplikowane, ponieważ oba typy mogą być powiązane ze szkodą zmęczeniową. Niska temperatura wpływa na obniżenie odkształcalności lepiszcza (i całej mma), co prowadzi do koncentracji naprężeń w wyniku skurczu materiału. Materiał w niskich temperaturach jest kruchy, co sprzyja powstaniu uszkodzeń niskotemperaturowych. Kluczowym czynnikiem może być jednak moment przyłożenia obciążenia, które przyspiesza efekt. Ponadto, zniszczenia mogą postępować poprzez penetrację i zamarzanie wody w powstałych nieciągłościach. Zatem jednoznaczne ustalenie genezy powstania spękań nawierzchni jest utrudnione. Właściwie przeprowadzona klasyfikacja (rozpoznanie) uszkodzeń nawierzchni pozwala zidentyfikować przyczyny usterek pojawiających się na drogach. Zrozumienie czynników generujących uszkodzenia nawierzchni i mechanizmów ich powstawania umożliwia dobór odpowiednich zabiegów remontowych i utrzymaniowych. Dzięki dokładnej analizie problemu można wybrać takie rozwiązania technologiczne, które ze względu na swoje właściwości mogą efektywnie eliminować przedwczesne zniszczenia nawierzchni indukowane zarówno zmęczeniem jak i niską temperaturą.

2.2. Koncepcje warstw odpornych na zmęczenie i pękanie w niskich temperaturach

2.2.1. Nawierzchnie długowieczne – wiadomości ogólne

Nawierzchnie długowieczne, znane również jako „**perpetual pavement**”, „**long-lasting pavements**” lub „**long-life pavements**”, to znane rozwiązanie w dziedzinie inżynierii drogowej, które znacząco wydłuża trwałość zmęczeniową konstrukcji, ograniczając konieczność przeprowadzania remontów przez co wydłuża się cykl życia nawierzchni [103]. w Polsce standardowe nawierzchnie asfaltowe (podatne i półsztywne) projektowane są na 30 bądź 20 lat (w zależności od klasy drogi), a nawierzchnie betonowe na 30 lat [90]. Oznacza to, że dopiero po tym okresie może wystąpić (ale nie musi) konieczność wykonania generalnego remontu drogi. Dopuszcza się, że warstwa ścieralna, która jest najbardziej narażona na czynniki zewnętrzne ze wszystkich warstw konstrukcji

nawierzchni, może wymagać zabiegów naprawczych wcześniej. w przeciwieństwie do konwencjonalnych nawierzchni o okresie użytkowania 20-30 lat, nawierzchnie długowieczne (PP) są projektowane na 50-letni okres eksploatacji bez konieczności wykonywania poważnych prac konserwacyjnych i renowacyjnych [104, 105]. Zakłada się, że nawierzchnia będzie wymagała jedynie wymiany warstwy ścieralnej, okresowo co 15-20 lat [106]. Nawierzchnia długowieczna, która będzie eksploatowana przez długi czas z jedynie niewielką, okresową renowacją w celu usunięcia drobnych usterek i poprawy komfortu jazdy, to przede wszystkim:

- niski koszt cyklu życia dzięki uniknięciu głębokich napraw lub odbudowy strukturalnej nawierzchni,
- ograniczony wpływ na środowisko dzięki zmniejszeniu ilości zasobów materiałowych w całym okresie eksploatacji nawierzchni oraz możliwość recyklingu wszystkich materiałów użytych do budowy,
- niskie koszty społeczne wynikające z utrudnień podczas długotrwałych remontów.

Rys historyczny

Historia nawierzchni długotrwałych sięga lat 50. i 60. XX wieku [106, 107], kiedy to w Wielkiej Brytanii zbudowano odcinki testowe nawierzchni o trwałości 20 lat. Po tym czasie okazało się, że drogi te przetrwały dużo dłużej niż okres projektowy, jedynie z niewielkimi uszkodzeniami powierzchniowymi [60]. Na podstawie wieloletnich analiz i obserwacji odcinków próbnych zaproponowano wstępną metodę projektowania, którą stosowano w przypadku nawierzchni o przedłużonej żywotności [108]. w 1984 r. w brytyjskim poradniku konstrukcji pojawia się koncepcja nawierzchni o 40-letnim okresie użytkowania z koniecznością przeprowadzenia zabiegu wzmocnienia w 20. roku eksploatacji. Rozwiązanie to nosiło nazwę „long-life pavement” [60, 108]. Pierwsze projekty nawierzchni długowiecznych doprowadziły do wniosku, że *„poprawnie zaprojektowana (i wybudowana) nawierzchnia asfaltowa, wykazująca rezerwę nośności (przewymiarowana) wykazuje bardzo długą trwałość, przy spełnieniu warunku, że uszkodzenia w postaci pęknięć i deformacji pojawiające się na powierzchni jezdni są systematycznie naprawiane, uprzedzając ich wpływ na strukturalną integralność nawierzchni”*. Koncepcja ta została promowana w 1997 roku przez Międzynarodowe Towarzystwo Nawierzchni Asfaltowej (ISAP) [60]. w 1999 r. w ramach projektu Europejskiego Forum Drogowych Laboratoriów Badawczych FEHRL utworzono grupę roboczą ELLPAG, pod kierownictwem brytyjskiego laboratorium TRL (Transport Research Laboratory), a jej zadaniem było monitorowanie postępów w badaniach nad nawierzchniami

długowiecznymi [60]. w wyniku prac opracowano „Przewodnik techniczny stosowania nawierzchni elastycznej o długiej żywotności w Europie” oraz „Przewodnik techniczny stosowania nawierzchni półsztywnej o długiej żywotności w Europie” [107]. Grupa ELLPAG zdefiniowała ten typ nawierzchni: **Nawierzchnia długowieczna jest to nawierzchnia, która nie ulega istotnej degradacji w podbudowie, jeśli warstwa ścieralna nawierzchni jest właściwie utrzymywana [109].**

Koncepcja nawierzchni o przedłużonej trwałości pojawia się również w Ameryce Północnej. Idea „perpetual pavement” w USA wiąże się z konstrukcjami nawierzchni opracowanymi w latach sześćdziesiątych przez Instytut Asfaltowy i nazwanymi „Full-Depth” oraz „Deep-Strength” [110, 111]. w nawierzchniach o pełnej głębokości (ang. Full-Depth) warstwy asfaltowe układane są bezpośrednio na gruncie podłoża. w nawierzchniach o dużej wytrzymałości (ang. Deep-Strength) warstwy asfaltowe układane są na warstwie kruszywa stabilizowanego mechanicznie o grubości 10-15 cm [105]. w 2000 roku, na podstawie badania stanu dróg, American Asphalt Pavement Alliance (APA) zaproponowało koncepcję nawierzchni o długiej żywotności. Zgodnie z definicją, **nawierzchnia powinna charakteryzować się trwałością minimum 50 lat, rozumianą w ten sposób, że podczas tego okresu nie jest wymagany głęboki remont całej konstrukcji (przebudowy strukturalne), a jedynie okresowa wymiana stosunkowo cienkiej warstwy ścieralnej** [112]. Do dziś sformułowanie APA jest obowiązującą definicją nawierzchni długowiecznych.

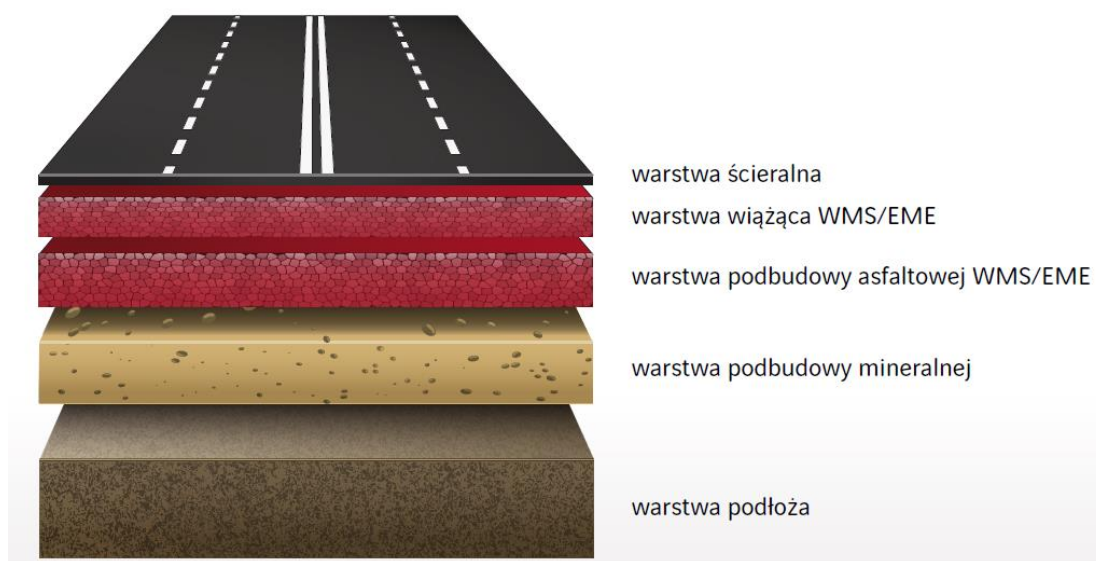
2.2.2. Nawierzchnie długowieczne – przegląd rozwiązań projektowych

Doświadczenia brytyjskie

Pierwsze analizy i obserwacje poczynione na odcinkach testowych w Wielkiej Brytanii pozwoliły stwierdzić, że grube nawierzchnie asfaltowe (powyżej 30 cm) nie wykazują typowych uszkodzeń, tj. deformacji strukturalnych podłoża oraz spękań zmęczeniowych „od dołu do góry”, nawet przy bardzo dużym obciążeniu ruchem [112]. Nawierzchnie asfaltowe, których łączna grubość warstw asfaltowych mieści się w zakresie 320-380 mm i zostały ułożone na odpowiednio przygotowanej podbudowie wykazują dużą rezerwę wytrzymałości na pojawiające się zniszczenia strukturalne i mogą przenieść „nieograniczoną” liczbę obciążeń, a dalsze zwiększanie grubości warstw jest nieefektywne [60, 113]. Zauważono również, że powstające w takich nawierzchniach uszkodzenia w postaci spękań, ograniczone są od góry i propagują w dół (max. 100 mm) [114].

Doświadczenia francuskie

Koncepcja nawierzchni długowiecznych we Francji ściśle wiąże się z opracowaniem w latach 80-tych XX w. mieszanek mineralno-asfaltowych o wysokim module sztywności do warstw podbudowy zwanych EME (fr. **E**nrobés à **M**odule **É**levé) oraz do warstw wiążącej i ścieralnej BBME (fr. **B**éton **B**itumineux à **M**odule **É**levé), w Polsce znane jako AC WMS (beton asfaltowy o wysokim module sztywności) [115, 116]. Francuska koncepcja nawierzchni długowiecznej, która zakłada zastosowanie pakietu warstw asfaltowych o dużej sztywności z cienką warstwą ścieralną, została przedstawiona na rysunku (Rys. 2-12).



Rys. 2-12. Nawierzchnie długowieczne z warstwami o dużej sztywności

We Francji mieszanki o wysokim module występują w kilku wariantach. Mieszanka BBME o uziarnieniu 0/10 lub 0/14 mm, występuje w klasach 1, 2, 3, różniących się wymaganiami w zakresie odporności na koleinowanie, modułem sztywności i trwałością zmęczeniową. Klasa 3 spełnia najostrzejsze wymagania. Mieszanka EME o uziarnieniu 0/10, 0/14 lub 0/20 mm występuje w dwóch klasach 1, 2. Mieszanka klasy 1 zawiera około 4,2% (m/m) asfaltu, a klasy 2 około 5,6% m/m [117]. Mieszanki obu klas muszą być równie odporne na deformacje, ale mieszanki klasy 2 są znacznie bardziej odporne na zmęczenie ze względu na większą zawartość asfaltu [118, 119]. Aby osiągnąć wysoką sztywność mieszanek mineralno-asfaltowych we Francji stosuje się bardzo twarde asfalty (o penetracji 10/20 oraz 10/15).

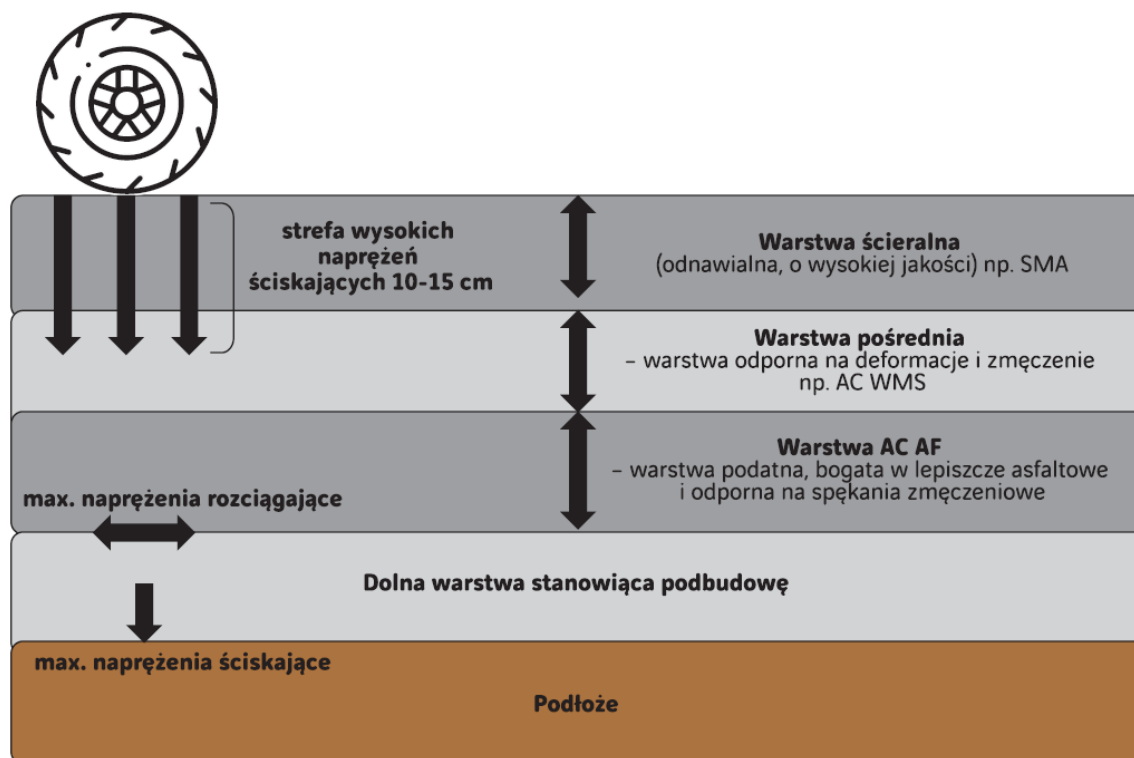
Minimalny moduł sztywności francuskich mieszanek EME w 15°C (przy częstotliwości 10 Hz) powinien wynosić 14 000 MPa, a ich odporność na zmęczenie

$\varepsilon_6 > 130 \mu\text{def}$ [120, 121, 122]. Pod względem sztywności materiał taki jest porównywalny z podbudową stabilizowaną cementem [120]. w porównaniu do klasycznego betonu asfaltowego do warstwy wiążącej lub podbudowy moduł sztywności jest około 1,5-3 razy większy [123]. Zmniejszona w stosunku do tradycyjnych podbudów grubość podbudowy o wysokim module sztywności (od 7 do 15 cm) wpływa na zmniejszenie grubości całej konstrukcji nawierzchni bez zmniejszania jej trwałości zmęczeniowej [118]. Podsumowując, francuska koncepcja nawierzchni długowiecznych zakłada [124]:

- dzięki dużej zawartości lepiszcza oraz małej zawartości wolnych przestrzeni uzyskuje się mieszanki o ponadprzeciętnej wytrzymałości zmęczeniowej,
- dzięki zastosowaniu bardzo twardych asfaltów uzyskuje się sztywny i nośny pakiet asfaltowy. Wartość odkształcenia ściskającego, występującego na powierzchni podłoża gruntowego, jest niewielka i bezpieczna dla całej konstrukcji.

Doświadczenia amerykańskie

Amerykanie w budowaniu swojej koncepcji nawierzchni typu perpetual pavement skorzystali z teorii zakładającej, że największe odkształcenia rozciągające powstają na spodzie warstw asfaltowych i tam inicjują się spękania zmęczeniowe [105, 125]. Zatem koncepcja nawierzchni długowiecznej wg badań amerykańskich zakłada projektowanie struktury wielowarstwowej [126]. w konsekwencji zmniejsza się wartość maksymalnego odkształcenia poziomego rozciągającego występującego w spodzie ostatniej (dolnej) warstwy asfaltowej oraz odkształcenia pionowego ściskającego na powierzchni podłoża. Warstwa ścieralna o grubości od 40 – 75 mm jest projektowana tak, aby zapewnić odporność na zużycie i pękanie od góry do dołu. Warstwa pośrednia (o grubości 100 do 175 mm) musi być odporna na deformacje i zmęczenie, natomiast dolna warstwa, stanowiąca podbudowę (o grubości 75 do 100 mm), powinna być zaprojektowana tak, aby była odporna na spękania z dołu do góry [127- 129]. Aby zapobiegać spękanom zmęczeniowym na spodzie warstw asfaltowych stosuje się dwa podejścia. Po pierwsze, całkowita grubość nawierzchni może być na tyle duża, że naprężenia rozciągające w dolnej części warstwy podbudowy są nieznaczne. Alternatywnie, zakłada się umieszczenie na spodzie warstw asfaltowych warstwy odpornej na spękania zmęczeniowe. Konstrukcję nawierzchni z warstwą przeciwmęczeniową (ang. anti-fatigue) przedstawiono na rysunku (Rys. 2-13).



Rys. 2-13. Koncepcja nawierzchni długowiecznej z warstwą AF [105]

Zakłada się, że warstwa przeciwmęczeniowa wykonana jest z materiału podatnego, bogatego w lepisczce asfaltowe (nie mniej niż 6% m/m), z małą zawartością wolnych przestrzeni (max. 3%) oraz wykazuje dużą odporność na odkształcenia rozciągające [112, 130-131].

Sformułowano także kryteria projektowe dla nawierzchni perpetual pavement [130, 132-134]:

- łączna grubość warstw asfaltowych > 21 cm,
- odkształcenia rozciągające w spodzie warstw asfaltowych (kryterium zmęczeniowe) nie powinny przekraczać $65 \div 70 \mu\text{m/m}$ (mikrostrainów) dla,
- odkształcenia ściskające na powierzchni podłoża gruntowego (kryterium deformacji strukturalnych) powinny być mniejsze niż $200 \mu\text{m/m}$ (mikrostrainów).

Istotnym aspektem zaawansowania prac w USA nad nawierzchniami długowiecznymi jest opracowanie i wdrażanie nowej metody projektowania konstrukcji nawierzchni Mechanical Empirical Pavement Design Guide (MEPDG – Mechanistyczno-Empiryczna Metoda Projektowania Nawierzchni) [7]. Metoda ta jest pierwszą metodą projektowania nawierzchni asfaltowych (podatnych i półsztywnych) z możliwością prognozowania spękań zmęczeniowych góra-dół oraz dół-góra, spękań termicznych i deformacji trwałych, na które

składają się sumarycznie deformacje lepkoplastyczne warstw asfaltowych i deformacje podłoża gruntowego oraz warstw niezwiązanych [106].

Doświadczenia polskie

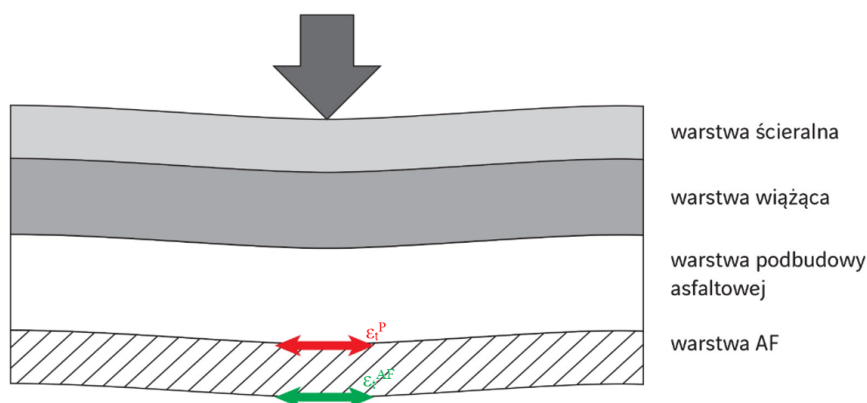
Polskie doświadczenia z nawierzchniami długowiecznymi, choć nie tak obszerne jak w przypadku niektórych krajów zachodnich, są wartościowe i stanowią podstawę do rozwoju oraz implementacji tych technologii w Polsce. w tym temacie prowadzono różne prace badawcze, zwłaszcza w kontekście zrozumienia wpływu warunków klimatycznych i obciążenia ruchem na przedłużenie trwałości nawierzchni [135, 136]. Opracowywano techniki adaptacji nawierzchni długowiecznych do lokalnych warunków. Polskie doświadczenia z nawierzchniami długowiecznymi opierają się na współpracy z innymi krajami oraz uczestnictwie w międzynarodowych projektach badawczych. Dzięki temu polscy eksperci mają okazję wymienić się wiedzą i doświadczeniem, co pozwala na lepsze zrozumienie i rozwijanie technologii długowiecznych nawierzchni w Polsce.

Na podstawie francuskich doświadczeń Instytut Badawczy Dróg i Mostów prowadził liczne prace dotyczące zwiększenia odporności na koleinowanie i zmęczenie konstrukcji [137-141]. Wnioski z badań pozwoliły opracować „Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie” (ZW–WMS 2002 i ZW–WMS 2007) [141, 142]. Dopuszczono stosowanie AC WMS do warstwy podbudowy i/lub warstwy wiążącej. Na warstwy AC WMS zalecono stosować ciekłą warstwę ścierną o grubości nie większej niż 4 cm z mieszanki SMA lub mieszanki BBTM. Stosowanie AC WMS zalecono przede wszystkim w konstrukcjach nawierzchni dróg KR5÷KR6, w mniejszym stopniu KR3÷KR4, ze względu na stosowanie zaawansowanych metod badawczych w projektowaniu tego typu mieszanek. w ślad za tym zapisem mieszanki typu WMS stosuje się przede wszystkim na drogach krajowych klasy a i S. Wg WT-2 w mieszankach AC WMS lepsze stanowi asfalt drogowy 20/30 (czyli bardziej miękki niż we Francji) tylko w I i II strefie klimatycznej oraz asfalty modyfikowane polimerami (PmB: 10/40-65, 25/55-60, 25/55-80) i asfalty typu multigrade (MG: 20/30-64/74, 35/50-57/69) [143]. Opracowane wytyczne stanowiły podstawę do pierwszych wdrożeń betonów asfaltowych o wysokim module sztywności na polskich drogach. Pierwsze zastosowanie AC WMS w Polsce miało miejsce w 2005 r. na odcinku autostrady A2 Konin-Dębnie [144]. Od 2008 do 2011 r. zaprojektowano i wykonano wiele nowo budowanych odcinków dróg ekspresowych i autostrad z warstwą podbudowy i warstwą wiążącą przy użyciu AC WMS z asfaltem 20/30 lub PMB 25/55-60. Jednak podczas mroźnej zimy 2012 roku na tych drogach wystąpiły na dużą skalę spękania niskotemperaturowe w postaci spękań

poprzecznych. Badania i analizy potwierdziły, że większość nawierzchni spękanych została zaprojektowana i wykonana z asfaltu 20/30. Aby ograniczyć ryzyko pojawienia się spękań dopuszczono stosowanie lepiszcza 20/30 tylko w „cieplejszych” rejonach Polski (strefa klimatyczna I i II) [143, 144].

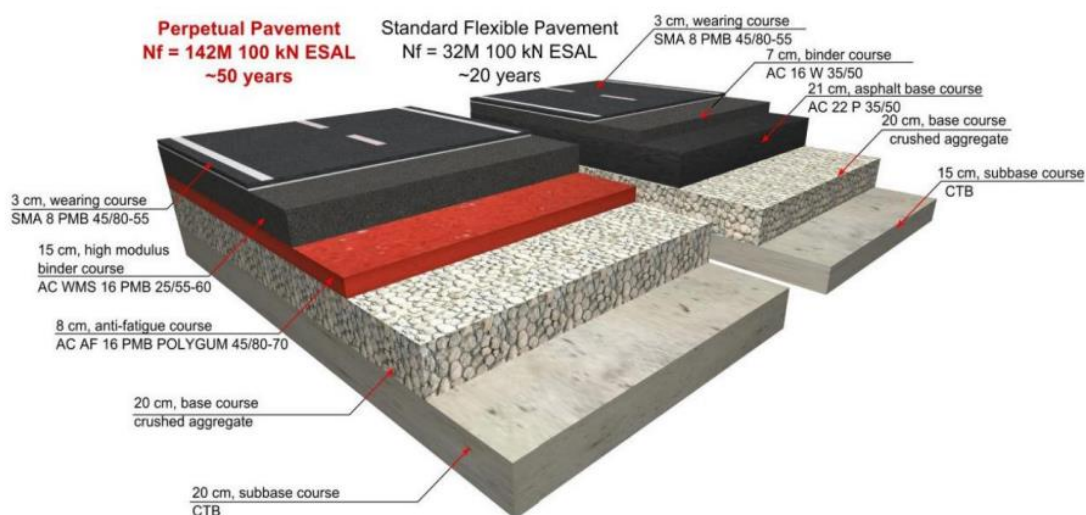
W latach 2006-2009 IBDiM (Instytut Badaczy Dróg i Mostów) realizował unijny projekt badawczy SPENS (Sustainable Pavements for European New Member States), którego głównym celem było potwierdzenie w praktyce założeń laboratoryjnych stosowania betonów asfaltowych o wysokim module sztywności w nawierzchniach długowiecznych. w ramach zadania wykonano cztery odcinki testowe różnej konstrukcji i w różnych technologiach, ale o takiej samej grubości pakietu warstw asfaltowych [145]. Następnie odcinki poddano obciążeniom przy zastosowaniu urządzenia HVS (ang. Heavy Vehicle Simulator). w badanych konstrukcjach nawierzchni zainstalowano czujniki do pomiaru odkształceń i naprężeń. Wyniki testów wykazały, że nawierzchnie z mieszankami AC WMS mają lepszą trwałość zmęczeniową w porównaniu z nawierzchniami z tradycyjnego betonu asfaltowego (AC). Jednak najlepsze zachowanie zmęczeniowe wykazała konstrukcja, w której zastosowano AC WMS oraz dodatkowo warstwę przeciwmęczeniową (AF – Anti-Fatigue) na spodzie warstw asfaltowych. Warstwę tę wykonano z asfaltu piaskowego 0/4 mm na bazie asfaltu modyfikowanego polimerami ORBITON DE 80C (obecnie, wg PN-EN 14023, jest to asfalt PMB 45/80-65) i wzbogaconą włóknami Tofic [135].

Pomysł warstwy przeciwmęczeniowej w nawierzchniach perpetual pavement został opisany w artykule konferencyjnym przez Sybilski i in. [146] jako: *„Podbudowa powinna składać się z dwóch warstw. Dolna warstwa, poddawana naprężeniom rozciągającym inicjującym spękania zmęczeniowe, powinna odznaczać się szczególną odpornością na zmęczenie i wobec tego powinna być wykonana z mieszanki mineralno-asfaltowej o szczelnej strukturze. w celu poprawy jej właściwości powinna zawierać wysokomodyfikowany polimeroasfalt. Położona na niej warstwa podbudowy powinna odznaczać się odpowiednią grubością i dużą sztywnością, aby zapewnić właściwą nośność nawierzchni”*. Jak wskazano w przeglądzie doświadczeń zagranicznych podobne rozwiązania testowane były również w USA [105, 106]. Na rysunku (Rys. 2-14) przedstawiono przykład układu warstw asfaltowych z zastosowaniem dodatkowej warstwy przeciwmęczeniowej.



Rys. 2-14. Schemat układu warstw asfaltowych z zastosowaniem warstwy przeciwmęczeniowej AF [106]

W Polsce nawierzchnie perpetual pavement z warstwą AF stosowane są sporadycznie. Największym jak do tej pory doświadczeniem jest koncepcja konstrukcji nawierzchni (PP) z warstwą AF na odcinku drogi ekspresowej S8 (Opacz-Paszków) [147-149]. Pierwotny projekt konstrukcji dla drogi S8 zakładał wykonanie nawierzchni o łącznej grubości warstw asfaltowych 31 cm, z warstwą ścieralną z SMA 8 i podbudową z niezwiązanej mieszanki kruszywowej o grubości 20 cm. Konstrukcja ta została zaprojektowana na co najmniej 20 lat (31,7 mln standardowych nacisków osi 100 kN). Alternatywne rozwiązanie oparte na idei nawierzchni długowiecznej zostało zaprojektowane na 50 lat (95,0 milionów standardowych nacisków osi). Przekrój poprzeczny nawierzchni perpetual pavement dla drogi ekspresowej S8 w porównaniu ze standardową nawierzchnią asfaltową pokazano na rysunku (Rys. 2-15).



Rys. 2-15. Porównanie przekrojów drogi S8 dla nawierzchni tradycyjnej i długowiecznej [147]

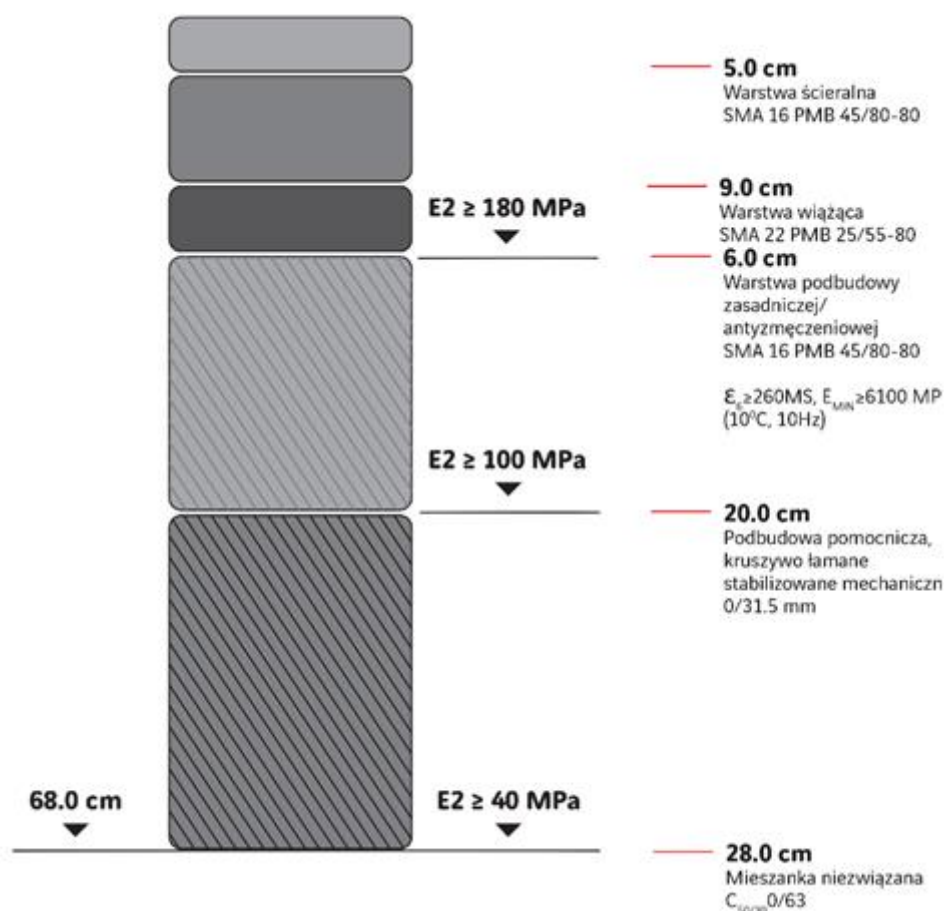
Projekt konstrukcji nawierzchni perpetual pavement zakładał wykonanie warstwy ścieralnej o grubości 3 cm z SMA 8 PMB 45/80-55, warstwy wiążącej sztywnej i odpornej na odkształcenia z AC WMS 16 PMB 25/55-60 (14.000 MPa w badaniu 4PB-PR przy 10°C i 10 Hz) o grubości 15 cm oraz warstwy przeciwmęczeniowej. w tym projekcie warstwę przeciwmęczeniową stanowiła 8 cm warstwa betonu asfaltowego AC AF o maksymalnym nominalnym uziarnieniu kruszywa 16 mm z zastosowaniem specjalnego lepiszcza modyfikowanego polimerami Polygum 45/55-70 (właściwości zmęczeniowe $\varepsilon_6 > 340 \mu\text{m/m}$ w badaniu 4PB-PR przy 10°C i 10 Hz). Grubość pakietu warstw asfaltowych wynosiła 26 cm. Projekt zakładał, że konieczność odnowienia warstwy ścieralnej nie wystąpi wcześniej niż po 10 latach eksploatacji [147, 148].

Innym podejściem do zaprojektowania nawierzchni długowiecznej jest koncepcja FullSMA. Ze względu na powolny ruch obciążonych pojazdów na planowanej drodze na terenie rafinerii w Gdańsku, zaproponowano nowatorskie rozwiązanie konstrukcji nawierzchni z trzech warstw asfaltowych typu SMA. Rozwiązanie z potrójnym układem warstw SMA dla nawierzchni o dużej wytrzymałości (ang. Heavy Duty Pavement) bazuje na trzech istotnych założeniach. Pierwszym było zastosowanie wyłącznie mastyksu wysokogrynowego (SMA) do wszystkich warstw, który dzięki kompozycji mieszanki mineralnej (ponad 70% kruszywa gruboziarnistego) posiada odporność na odkształcenia oraz wysoką trwałość dzięki ilości i rodzajowi lepiszcza asfaltowego oraz niskiej zawartości wolnych przestrzeni (zawartość wolnych przestrzeni w mieszankach między 3.0 – 4.0%). Drugim aspektem było wykorzystanie asfaltów wysokomodyfikowanych (HiMA) do zwiększenia odporności na spękania niskotemperaturowe i odkształcenia trwałe oraz zwiększenie trwałości zmęczeniowej całej konstrukcji. Asfalt wysokomodyfikowany polimerami HiMA 45/80-80 to nowa odsłona zaawansowanych technicznie asfaltów. Poziom modyfikacji polimerem rodzaju SBS jest trzykrotnie większy niż w asfaltach modyfikowanych, które są stosowane powszechnie. Wysoka zawartość modyfikatora przekłada się na uzyskanie struktury asfaltu z przewagą fazy polimerowej, dzięki czemu wyrób posiada podwyższone parametry funkcjonalne. Trzecim założeniem było zaprojektowanie nawierzchni długowiecznej, gdzie nawierzchnia nie będzie wymagała głębszych remontów w dłuższej perspektywie czasowej, z wyjątkiem planowanej wymiany warstwy ścieralnej. Po raz pierwszy w konstrukcji nawierzchni na ruch powolny (20 km/h) i ciężki (transport ciężarowy ok. 300 tys. ton koksu rocznie) zastosowano:

- warstwę przeciwmęczeniową z SMA 16 PmB 45/80-80 o grubości 6.0 cm,
- warstwę wiążącą SMA 22 PmB 25/55-80 o grubości 9.0 cm,

- warstwę ścierną SMA 16 PMB 45/80-80 o grubości 5.0 cm.

Układ warstwowy rozwiązania FullSMA przedstawiono na rysunku (Rys. 2-16).



Rys. 2-16. Koncepcja nawierzchni długowiecznej typu FullSMA [Lotos/TPA]

Każda z zaprojektowanych warstw spełnia określoną funkcję w nawierzchni. Warstwa przeciwmęczeniowa to SMA ze zwiększoną zawartością lepiszcza, która zapewnia większą elastyczność, sprężystość i odporność na zmęczenie. Średnia wartość modułu zespolonego dla mieszanki SMA 16 PMB 45/80-80 wyniosła $E^* = 9648 \text{ MPa}$ (metoda 4 PB-PR, $T = 10^\circ\text{C}$, $f = 10 \text{ Hz}$). Odporność na zmęczenie, wyznaczona metodą 4 PB-PR, wyrażona jako odkształcenie po 10^6 cyklach kształtowała się na poziomie $\epsilon_6 = 225 \text{ }\mu\text{m/m}$. Podatność SMA 16 na pękanie niskotemperaturowe określono metodą TSRST. Średnia temperatura pękania próbki wyniosła $T_{\text{failure}} = -34,7^\circ\text{C}$ przy naprężeniu rozciągającym $\sigma_{\text{cry, failure}} = 5,3 \text{ MPa}$. Grubsza warstwa wiążąca jest odporna na odkształcenia trwałe, a warstwa ścierna chroni warstwy niżej leżące przed działaniem czynników zewnętrznych i spełnia wszystkie wymagania bezpieczeństwa użytkowników. w tym przypadku zdecydowano się na

wykonanie warstwy ścieralnej z mieszanki SMA 16 ze względu na wysoką stabilności, odporność na koleinowanie oraz siły ścinające.

Podsumowanie

Na podstawie doświadczeń z różnych krajów sformułować można konkretne wymagania stawiane nawierzchniom długowiecznym [104, 106, 112]:

- brak spękań zmęczeniowych „z dołu do góry”,
- brak deformacji trwałych, zarówno strukturalnych (od odkształconego podłoża) jak i lepkoplastycznych (od odkształceń mieszanek mineralno-asfaltowych),
- dobrze przeprowadzony proces projektowania i wbudowania poszczególnych warstw konstrukcji o wymaganych parametrach wytrzymałościowych na stabilnym podłożu,
- występowanie w niewielkim zakresie spękań zmęczeniowych „z góry do dołu” oraz standardowego zużycia eksploatacyjnego warstwy ścieralnej,
- zminimalizowany wpływ zmian klimatycznych na podłoże gruntowe,
- odporność na czynniki zewnętrzne i koleinowanie warstwy ścieralnej (np. SMA na bazie asfaltu modyfikowanego polimerami),
- co najmniej jedna warstwa z mieszanki mineralno-asfaltowej o podwyższonym module sztywności, odporna na koleinowanie;
- stabilne, nośne oraz niewrażliwe na wodę i mróz warstwy dolne,
- trwałe połączenie (szczepność) pomiędzy kolejnymi warstwami w nawierzchni,
- dobre praktyki wykonawcze i materiałowe.

Koncepcje nawierzchni typu perpetual pavement można podzielić na dwa dominujące trendy [124]:

- **nawierzchnia o dużej sztywności** – koncepcja nawierzchni, w której obniżenie wielkości odkształceń krytycznych osiąga się poprzez zwiększenie grubości i sztywności warstw, czego efektem jest lepsze rozłożenie obciążenia i zabezpieczenie podłoża przed zbyt dużym naciskiem pionowym oraz wynikająca z tego mała wartość odkształceń rozciągających w spodzie warstw asfaltowych;
- **nawierzchnia z warstwą przeciwmęczeniową** – wprowadzenie do układu warstw nawierzchni dodatkowej warstwy, tak zwanej przeciwmęczeniowej (dalej opisanej jako warstwa AF – anti-fatigue). Powinna być ona skomponowana z materiałów o dużej wytrzymałości zmęczeniowej i zlokalizowana jako pierwsza

od spodu pakietu warstw asfaltowych, zapewniając odporność na cykliczne oddziaływanie odkształceń rozciągających.

Istnieje również oryginalna koncepcja powstała z połączenia dwóch powyższych, tzw. **koncepcja warstw sztywnych z warstwą przeciwmęczeniową AF [124]**.

Początkowe koszty budowy nawierzchni długowiecznych są wyższe niż konwencjonalnych konstrukcji [150]. w badaniach wykazano, że w okresie analizy wynoszącym 50 lat konstrukcje PP generowały niższe koszty cyklu życia (tj. budowę, utrzymanie, rozbiórkę i recykling) niż odpowiadające im konstrukcje z tradycyjnymi mieszankami [151-153]. Wyższa efektywność kosztowa została przypisana głównie właściwościom mechanicznym struktury perpetual pavement, a zminimalizowanie ilości zabiegów utrzymaniowych wpłynęło na zmniejszenie długoterminowych kosztów użytkowania. Dodatkowo niższe wymagania w zakresie działań remontowych i naprawczych potencjalnie prowadzą do tego, że nawierzchnie długowieczne generują mniejszy wpływ na środowisko niż tradycyjne rozwiązania [103, 154-155]. Zysk ekonomiczny w całym cyklu życia (LCCA – life cycle cost analysis) wiąże się przede wszystkim z [103]:

- brakiem konieczności wykonywania kosztownych remontów strukturalnych,
- zmniejszeniem zużycia nieodnawialnych zasobów, tj. kruszywa, asfaltów,
- zmniejszeniem kosztów budowy i eksploatacji,
- wyższymi kosztami początkowymi budowy (inwestycje w system drogowy), którego koszty eksploatacyjne są minimalizowane,
- zmniejszeniem kosztów energii podczas zabiegów remontowych,
- możliwością zastosowania do budowy materiałów z recyklingu [127],
- możliwością recyklingu warstw nawierzchni PP po okresie eksploatacji [156],
- obniżeniem kosztów użytkowników związanych z remontami.

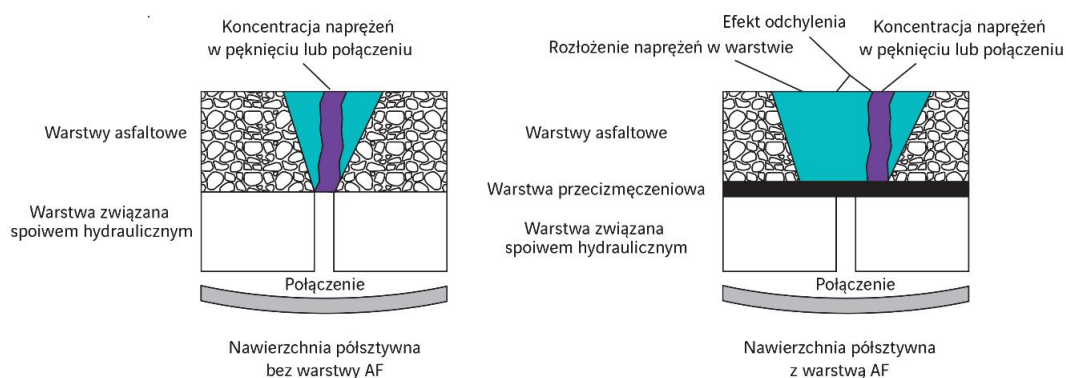
2.2.3. Warstwy przeciwmęczeniowe – przegląd rozwiązań

Przedstawione wyżej koncepcje nawierzchni długowiecznych pozwalają zrozumieć rolę warstwy przeciwmęczeniowej w konstrukcji. Dla przypomnienia **warstwa przeciwmęczeniowa** to warstwa układana jako najniżej leżąca warstwa asfaltowa z mieszanek mineralno-asfaltowych o dużej trwałości zmęczeniowej, charakteryzująca się: dużą zwartością lepiszcza najczęściej modyfikowanego polimerami, drobnym uziarnieniem oraz małą zawartością wolnej przestrzeni [124]. Jako warstwa absorbująca naprężenia jest

warstwą funkcjonalną w układzie warstwowym nawierzchni o wysokiej odporności na zmęczenie. Do jej głównych zadań należą:

- redukcja i rozpraszanie naprężeń rozciągających,
- zmniejszanie naprężenia krytycznego pęknięcia,
- spowolnienie prędkości propagacji pęknięć,
- opóźnianie rozszerzenia się pęknięcia odbitego.

Schemat działania warstwy i jej położenie w konstrukcji nawierzchni pokazano na rysunku (Rys. 2-17).

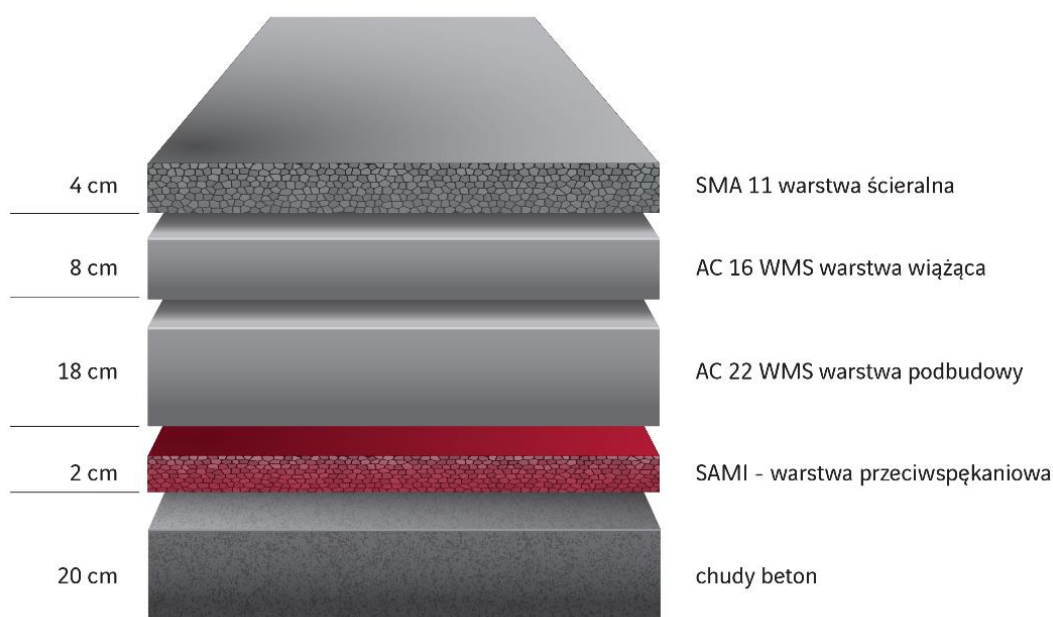


Rys. 2-17. Schemat propagacji spękania w nawierzchniach z i bez warstwy AF

Warstwa AF, uwzględniając zadania jakie spełnia w konstrukcji nawierzchni, powinna charakteryzować się [157-159]:

- **dużą sprężystością:** im większe odkształcenia warstwy konstrukcyjnej, tym lepsze działania odciążające, co wpływa na zmniejszenie deformacji i poprawę odporności zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni;
- **dużą elastycznością:** zdolność warstwy do pochłaniania naprężeń;
- **bardzo wysoką wytrzymałością na zmęczenie i rozciąganie,**
- **odpornością na niskie temperatury:** zdolność do redukcji naprężeń w niskich temperaturach (stres temperaturowy);
- **odpornością na działanie wody:** ochrona warstw niżej leżących przed destrukcyjnym działaniem wody (zapobiega przenikaniu wody do konstrukcji),
- **zdolnością do tworzenia trwałych połączeń międzywarstwowych:** charakteryzująca się zdolnością do trwałych połączeń warstw konstrukcyjnych z dwóch różnych materiałów. Skuteczne wiązanie może rozproszyć i złagodzić koncentrację naprężeń.

Jedną z popularniejszych technologii przeciwmęczeniowych są warstwy absorbujące naprężenia rozciągające. Wyróżniamy tu **membrany SAM** (ang. Stress Absorbing Membrane) oraz **SAMI** (ang. Stress Absorbing Membrane Interlayer) [160]. Wyżej wymienione technologie stosowane w konstrukcjach nawierzchni drogowych, mają na celu zwiększenie trwałości nawierzchni oraz zmniejszenie występowania spękań zmęczeniowych i odbitych. Membrana SAM jest elastycznie sprężystą warstwą, która absorbuje naprężenia i odkształcenia pochodzące od ruchu kołowego i zmian temperatur. Składa się z warstwy lepiszcza asfaltowego (modyfikowanego polimerami) nanoszonego na podłoże poprzez skropienie w ilości średnio 2.5 kg/m^2 oraz warstwy drobnego kruszywa w ilości średnio 14 kg/m^2 [161, 162]. Odpowiedni projekt mieszanki ma kluczowe znaczenie dla skuteczności i trwałości elastycznej membrany [163]. Membrana SAM może stanowić również warstwę pośrednią w konstrukcji nawierzchni zwaną SAMI, ma to miejsce w przypadku wbudowania następnej (nowej) warstwy ścieralnej lub wiążącej. Dzięki absorpcji poziomych naprężeń w warstwie podbudowy, spękania nie przenoszą się do warstw wyżej leżących. Warstwa SAMI pełni zarówno funkcję przeciwmęczeniową jak i przeciwspekaniową w konstrukcji nawierzchni. Grubość warstwy może się różnić w zależności od wymagań projektowych, lecz zazwyczaj jest to ok. 20 do 25 mm [164]. Polskim przykładem zastosowania membrany SAMI, było wykonanie warstwy absorbującej na sztywnej podbudowie związanej cementem podczas przebudowy lotniska w Pyrzowicach. Zastosowano tam wysokomodyfikowane lepiszcze (HiMA 65/105-80) w ilości $2.4\text{-}3.2 \text{ l/m}^2$ oraz warstwę kruszywa lakierowanego w ilości $12\text{-}15 \text{ kg/m}^2$ zawałowanego walcami ogumionymi. Konstrukcję nawierzchni na drodze kołowania na lotnisku w Pyrzowicach przedstawiono na rysunku (Rys. 2-18)



Rys. 2-18. Schemat konstrukcji nawierzchni z membraną SAMI

Kolejnym **rozwiązaniem jest innowacyjna** technologia **ISAC** (ang. Interlayer Stress Absorbing Composite). Jest to trójwarstwowy system, składający się z geowłókniny poliestrowej o niskiej sztywności jako dolnej warstwy, lepkosprężystej membrany jako rdzenia oraz geowłókniny o bardzo wysokiej sztywności najczęściej siatki z włókna szklanego stanowiącej górną warstwę [165-167]. Instalacja kompozytu polega na ułożeniu arkuszy na wcześniej przygotowane i oczyszczone podłożu [168]. System ISAC układa się na istniejących zdegradowanych nawierzchniach asfaltowych lub betonowych. Przypomina to technologię układania pap termozgrzewalnych na obiektach mostowych, dla których proces aplikacji jest kluczowy [169]. Błędy związane z ułożeniem technologii arkuszowej, wynikające z niedostatecznego połączenia między podłożem a kompozytem, w znacznym stopniu wpływają na skuteczność rozwiązania.

Geosyntetyczne systemy warstw pośrednich, tj. geotkaniny i geowłókniny, we współpracy z warstwą asfaltową zwiększają jej wytrzymałości na rozciąganie. Gwarancją poprawnej pracy materiału geosyntetycznego jest jego prawidłowe zamocowanie na spodzie warstw asfaltowych [170-171]. Materiały geosyntetyczne o module siecznym mniejszym niż 200 kN/m przy poziomie odkształcenia 2–5% będą pełnić w konstrukcji funkcję warstwy odprężającej [172-173]. System międzywarstwowy będzie działał jak poduszka pochłaniająca naprężenia przy niskich poziomach odkształcenia [174]. Doświadczenia terenowe i badania laboratoryjne wykazały, że w pełni nasycona i gruba geotkanina pomaga w rozproszeniu zmagazynowanej energii (nagromadzonej energii zginającej i ścinającej).

Aby materiał geosyntetyczny mógł pełnić rolę warstwy przeciwmęczeniowej to jego minimalna zdolność retencyjna lepiszcza powinna wynosić $0,9 \text{ l/m}^2$, co jest funkcją gramatury i grubości [175]. Literatura zaleca stosowanie igłowanego, włókninowego materiału o gramaturze $120\text{-}200 \text{ g/m}^2$ [176, 177]. Podobnie jak w rozwiązaniach ISAC, taki i tutaj skuteczność systemu zależy w dużej mierze od jego prawidłowego wbudowania.

Warstwy z tradycyjnych mieszanek mineralno-asfaltowych są stosunkowo sztywne i powoli relaksują naprężenia, ale najnowsze badania pokazują, że istnieją cienkie warstwy z **mieszanek mineralno-asfaltowych**, które mogą stanowić warstwy przeciwmęczeniowe (AF – anti fatigue) [157]. Aby warstwa AF mogła właściwie pełnić swoją rolę w konstrukcji nawierzchni powinna posiadać moduł sztywności o odpowiedniej wartości w stosunku do sztywności warstwy położonej wyżej [124]. w przypadku zastosowania zbyt podatnej warstwy AF (np. ze zbyt miękkim lepiszczem asfaltowym) w pewnych warunkach obciążenia może wystąpić zjawisko przeniesienia się krytycznego odkształcenia rozciągającego z warstwy AF do warstwy wyższej i tam wystąpi pęknięcie zmęczeniowe [149]. Istnieją różne dane literaturowe, co do grubości warstwy AF z mieszanek mineralno-asfaltowych. Jedne badania wskazują na grubość warstwy nie mniejszą niż 60 mm [124, 147, 148], inne że najbardziej efektywna jest warstwa o grubości w przedziale od 20 do 40 mm [178], a najnowsza literatura wskazuje na grubość od 10 do 25 mm [157, 179] argumentując, że grubsza warstwa absorbująca naprężenia zwiększa podatność na zginanie i rozciąganie co przyczynia się do deformacji pionowych konstrukcji nawierzchni i zmniejszenia jej wytrzymałości. Zwiększona grubość warstwy AF to również wzrost kosztów [180]. Literatura podaje, że zawartość wolnych przestrzeni w warstwach anti-fatigue powinna oscylować na poziomie od 1.0 do 2.5% [157, 181]. Jako przykłady zastosowań mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych wymienia się asfalt piaskowy o wysokiej lepkości (ang. HVAS – high viscosity asphalt sand). Badania pokazały, że warstwa pośrednia z asfaltu piaskowego o wysokiej elastyczności może zmniejszać naprężenia ścinające pomiędzy podłożem, a warstwami asfaltowymi o 30% [182]. Tan i in. [183] ocenili, że warstwy absorbujące naprężenia mają również doskonałą zdolność zapobiegania spękanom odbitym.

W polskiej literaturze jako mieszanka przeciwmęczeniowa pojawia się mieszanka AP AF – asfalt piaskowy z asfaltem modyfikowanym Orbiton 80C (obecnie PMB 45/80-65), wzmocniona włóknami Tofic, które są stabilizatorem i stanowią mikrobrojenie. Ta mieszanka została już wymieniona w rozdziale o polskich doświadczeniach z nawierzchniami perpetual pavement [36, 135]. Prowadzono również symulacje

numeryczne z zastosowaniem mieszanki SMA 8 (ang. stone mastics asphalt) jako warstwę przeciwmęczeniową w nawierzchniach długowiecznych. Wyniki pokazały, że konstrukcja nawierzchni, w której na spodzie warstw asfaltowych znajduje się bogata w asfalt mieszanka SMA przyczynia się do znaczącego wzrostu trwałości nawierzchni (minimum dziesięciokrotnie w porównaniu z nawierzchnią bez warstwy anti-fatigue) [184]. Pierwsza znana próba „in-situ” z zastosowaniem warstwy przeciwmęczeniowej miała miejsce na drodze wojewódzkiej DW941 na terenie woj. śląskiego w 2008 r., gdzie pomiędzy warstwą podbudowy z mieszanki mineralnej niezwiązanej i podbudową z betonu asfaltowego zastosowano mieszankę SMA 8 z asfaltem modyfikowanym ORBITON 80 B (obecnie PMB 45/80-55) [124]. Dużą zaletą warstw przeciwmęczeniowych z mieszanek mineralno-asfaltowych jest możliwość produkowania ich w tradycyjnych wytwórniach oraz rozkładania i zagęszczania za pomocą klasycznego zestawu sprzętów do budowy nawierzchni asfaltowych. Aplikacja mieszanek mineralno-asfaltowych w zakresach temperatur technologicznych eliminuje ryzyko wystąpienia błędu związanego z brakiem połączenia międzywarstwowego, jaki napotyka się w przypadku kompozytów arkuszowych lub geosyntetyków.

W ostatnich latach w literaturze dotyczącej mieszanek mineralno-asfaltowych na obiekty mostowe pojawia się koncepcja mieszanki mastyksowo-grysowej o zwiększonej zawartości lepiszcza asfaltowego i wypełniacza (SMA-MA), która ze względu na swoje właściwości reologiczne może sprawdzić się również jako warstwa przeciwmęczeniowa/przeciwspekaniowa w konstrukcji nawierzchni. Koncepcja mieszanki SMA-MA została szerzej omówiona w punkcie 2.3.3.

Stosowanie warstw przeciwmęczeniowych jako warstw pośrednich w konstrukcjach nawierzchni drogowych może znacząco poprawić ich trwałość zmęczeniową i obniżyć koszty utrzymania infrastruktury drogowej. Warto zauważyć, że wybór najlepszego rozwiązania zależy od konkretnych warunków i wymagań projektowych, a także od dostępności materiałów i technologii.

2.2.4. Warstwy przeciwspekaniowe – przegląd rozwiązań

W rozdziale zwrócono uwagę na uszkodzenia nawierzchni indukowane zmęczeniem i oddziaływaniem niskiej temperatury. Wspomniano tam, że może istnieć trudność w odróżnieniu źródeł powstania spękań, ze względu na złożoność czynników je wywołujących. Dużo łatwiej jest je analizować ze względu na kierunek propagacji, tj. „z dołu do góry” lub „z góry na dół”. Nie istnieje natomiast problem z rozpoznaniem spękań odbitych, które są charakterystycznym uszkodzeniem w przypadku:

- warstw asfaltowych, ułożonych bezpośrednio na warstwach związanych (np. podbudowie z chudego betonu, warstwie stabilizowanej spoiwem hydraulicznym);
- nakładek asfaltowych układanych na remontowanych nawierzchniach asfaltowych,
- nakładek asfaltowych układanych na remontowanych nawierzchniach betonowych.

Ze względu na ten właśnie typ uszkodzeń poszukuje się rozwiązań materiałowych i technologicznych, które z jednej strony zmniejszą ryzyko powstawania spękań o różnej genezie w nowobudowanych konstrukcjach nawierzchni, z drugiej zaś strony mogą stanowić metodę skutecznej naprawy starych spękanych dróg. Do podstawowych zabiegów zapobiegających i ograniczających spękania należą [90], [185, 186]:

- dostosowanie składu mieszanek do warunków klimatycznych i obciążenia ruchem,
- dobór odpowiednich mieszanek mineralno-asfaltowych i/lub dodatków do nich, np. zastosowanie mma na bazie asfaltów modyfikowanych polimerami pomaga w zmniejszeniu ryzyka spękań. Mieszanki te charakteryzują się lepszą odpornością na naprężenia i odkształcenia, co może zredukować propagację spękań z warstwy niżej leżących;
- zwiększenie grubości pakietu warstw asfaltowych oraz stosowanie w nich mieszanek o małej podatności na spękania (przeciwspekaniowych),
- ścisłe przestrzeganie zasad wykonywania poszczególnych warstw (np. wilgotność, temperatura, itp.),
- odpowiednie wykonanie spoin podłużnych i poprzecznych oraz złączy technologicznych,
- odpowiednie zagęszczenie poszczególnych warstw konstrukcji nawierzchni. Właściwe zagęszczenie warstw związanych spoiwem hydraulicznym ogranicza skurcz materiału podczas procesu wiązania. Zagęszczenie mieszanki mineralno-asfaltowej do odpowiedniego poziomu jest kluczowe dla uzyskania trwałej i odpornej na spękania nawierzchni;
- wykonanie odpowiedniego połączenia międzywarstwowego,
- zastosowanie zabiegów prewencyjnych w początkowej fazie budowy drogi przez ograniczenie skurczu podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym, zarówno co do wielkości, jak i szybkości narastania poprzez umiejętne projektowanie składu

mieszanki zastosowanej w podbudowie oraz przestrzeganie zasad wykonania warstwy związanej;

- celowa inicjacja spękań w podbudowach związanych cementem (np. szczeliny, mikropęknięcia),
- zastosowanie odpowiednich systemów warstw pośrednich, których celem jest spowolnienie inicjacji i propagacji pęknięć poprzez zmniejszenie naprężeń i odkształceń;
- odpowiednia pielęgnacja warstwy związanej spoiwem hydraulicznym.

W polskim Katalogu Typowych Konstrukcji Podatnych i Półsztywnych (KTKPiP) zdefiniowano **warstwę przeciwspekaniową** jako warstwę, której zadaniem jest rozproszenie naprężeń powstałych w wyniku spękania warstwy podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym [90]. w literaturze zagranicznej warstwę tę nazywa się **CRL** - ang. **Crack Relief Layer** lub **Anti-Reflective Cracking Layer** [82], [187]. Warstwa przeciwspekaniowa nie może funkcjonować jako samodzielna warstwa, a swoją rolę spełnia w pakiecie warstw konstrukcyjnych. Do warstw pośrednich, które mogą być stosowane między warstwami asfaltowymi i warstwami związanymi spoiwem hydraulicznym wg KTKPiP, należą [95, 187, 188]:

- warstwy SAMI (ang. **Stress Absorbing Membrane Interlayer**),
- cienkie warstwy rozpraszające naprężenia z drobnoziarnistych i bogatych w asfalt mieszanek mineralno-asfaltowych,
- warstwy geowłókniny nasączonej asfaltem,
- specjalne kompozyty na bazie geowłóknin i/lub geosiatek.

Ze względu na mnogość technologii oraz różnorodny asortyment dostępnych produktów w Polsce i na świecie wybrane rozwiązania przedstawiono w formie tabelarycznej (Tab.2-2)

Tab. 2-2. Zestawienie rozwiązań materiałowych do warstw przeciwspekaniowych

Rozwiązanie materiałowe	Krótka charakterystyka	Najważniejsze wnioski	Referencje
Membrany SAM /SAMI	Składa się z warstwy lepiszcza asfaltowego (modyfikowanego polimerami) nanoszonego na podłoże poprzez skropienie w ilości średnio 2.5 kg/m² oraz warstwy drobnego kruszywa w ilości średnio 14 kg/m². Grubość warstwy: 20 do 25 mm Typy membran: AR-SAMI (ang. Asphalt Rubber Stress-Absorbing Membrane Interlayer) – SAMI z asfaltem gumowym FAR-SAMI (ang. fiber-reinforced asphalt rubber stress-absorbing membrane interlayer) – SAMI z asfaltem gumowym wzmocnionym włóknami szklanymi SAWI (ang. Stress-Absorbing Waterproof Interlayer) – membrana SAMI w zastosowaniu jako hydroizolacja	▪ Korzyści z zastosowania SAMI zmniejszają się wraz ze wzrostem grubości całej nakładki. ▪ Grubsza membrana SAMI jest bardziej efektywna jako system przeciwspekaniowy. ▪ Wydajność SAMI jest lepsza w przypadku nakładek na nawierzchniach podatnych ze spękaniami zmęczeniowymi w porównaniu z nawierzchniami sztywnymi ze spękaniami termicznymi. ▪ SAMI jest bardziej skuteczna przy mniejszych grubościach membrany. ▪ Wprowadzenie SAMI powoduje zmniejszenie odporności warstwy na zginanie (zanotowano większe ugięcia). ▪ Wpływ włókien szklanych zmniejsza zjawisko koncentracji naprężeń w pęknięciu.	[161, 164, 189-193]

Rozwiązanie materiałowe	Krótka charakterystyka	Najważniejsze wnioski	Referencje
		▪ Zaleca się system trójwarstwowych nakładek (warstwa wyrównawcza, SAMI oraz warstwa ścieralna) do remontów konstrukcji sztywnych.	
Cienkie warstwy z mieszanek mineralno-asfaltowych	Cienkie warstwy o grubości 1.5–2.0 cm są wykonane z drobnoziarnistych mieszanek mineralno-asfaltowych o dużej zawartości asfaltu. Asfalt użyty w mieszankach to miękki asfalt o małej lepkości, ewentualnie asfalt modyfikowany polimerem lub gumą. Dopuszcza się rozwinięcie w tych warstwach mikrospekkań, które ze względu na wysoką zawartość asfaltu nie przenoszą się wyżej, a w okresie letnim mogą nawet zanikać. Technologie: asfalt piaskowy o uziarnieniu 0/2 – 0/6 mm. Zawartość frakcji < 0.08 mm od 10 do 15%, zawartość lepiszcza od 8 do 12% (miękki asfalt drogowy min. 70/100 lub modyfikowany). Szczególnym rozwiązaniem jest VIASAF® produkt EUROVIA. STRATA® – technologia opatentowana przez SemMaterials oparta na drobnoziarnistej mieszance o ciągłym uziarnieniu, bogatej w modyfikowane polimerami lepiszcze asfaltowe (8-10%) grubości 25–50 mm i przykrytej mieszanką SMA.	▪ Warstwa pośrednia z drobnoziarnistej mieszanki mineralno-asfaltowej zwiększa odporność na spękania odbite. Skuteczność asfaltu piaskowego wzrasta wraz ze wzrostem wytrzymałości na rozciąganie tej mieszanki. ▪ Zaletą mieszanek asfaltu piaskowego jest możliwość recyklingu. ▪ Warstwa pośrednia z asfaltu piaskowego jest skuteczna w 20°C i 30°C (sztywność odpowiednio 635 i 209 MPa), ale staje się nieskuteczna w 10°C. ▪ Technologia STRATA® opóźnia wystąpienie spękań odbitych o 3-5 lat.	[190, 194-196]

Rozwiązanie materiałowe	Krótka charakterystyka	Najważniejsze wnioski	Referencje
Konstrukcje odwrócone z warstwą kruszywa AIL (ang. Aggregate InterLayer)	W takich konstrukcjach pomiędzy warstwą związaną spoiwem a warstwami asfaltowymi układa się warstwę kruszywa. Mieszanka kruszywa powinna zawierać niską zawartość części pylastych i charakteryzować się wolnymi przestrzeniami na poziomie 25–30%. Kluczowym jest dobranie odpowiedniej grubości warstwy z niezwiązanego kruszywa, aby redukowała naprężenia. Wartości w literaturze wahają się od 10 do 15 cm.	▪ Warstwa kruszywa pochłania energię pęknięcia i zatrzymuje jego rozwój. ▪ Duży rozmiar kruszywa i duża wolna przestrzeń mogą powodować problemy z powstawaniem kolein z powodu niestabilności mieszanki. ▪ W konstrukcjach odwróconych z warstwą kruszywa na poziomie 0.66 jej grubości stwierdzono zmianę stanu naprężeń ze ściskania do rozciągania. Zjawisko to nie występuje w konstrukcjach AIL + SAMI	[197-199]
Geowłókniny nasycone asfaltem lub specjalne kompozyty na bazie geowłóknin	Są to włókniny z tworzywa sztucznego (polipropylenu, poliestru, nylonu lub ich kombinacji) nie grubsze niż kilka milimetrów, które nakłada się na istniejącą nawierzchnię i nasycza się asfaltem niemodyfikowanym lub częściej modyfikowanym polimerami. Geokompozyty powstają z połączenia w ramach jednego wyrobu dwóch elementów, tj. monolitycznej siatki zespolonej termicznie z włókniną o odpowiednio dobranej retencji asfaltu.	▪ Działają bardziej jako warstwa odprężająca niż wzmacniająca. ▪ Dobrze udokumentowane właściwości redukcji spękań w nawierzchniach z zastosowaniem geowłóknin.	[165, 200-207]

Rozwiązanie materiałowe	Krótka charakterystyka	Najważniejsze wnioski	Referencje
	Zaimpregnowana asfaltem włóknina pełni rolę identyczną jak warstwa SAMI. Szczególnym rozwiązaniem jest kompozyt ISAC (ang. Interlayer Stress Absorbing Composite). Jest to trójwarstwowy system składający się z geowłókniny poliestrowej o niskiej sztywności (jako dolnej warstwy), lepkosprężystej membrany (rdzenia) oraz geowłókniny o bardzo wysokiej sztywności, najczęściej siatki z włókna szklanego (górna warstwa).	▪ Miękkie i grubsze geowłókniny najlepiej sprawdzają się jako warstwy pośrednie zmniejszające naprężenia. ▪ Geotekstylne warstwy pośrednie impregnowane asfaltem pozostają nienaruszone nawet po wystąpieniu umiarkowanych pęknięć w warstwie ścieralnej. ▪ Geotekstylne warstwy pośrednie z asfaltem działają również jako warstwy nieprzepuszczalne dla wody. ▪ Ilość skropienia odgrywa istotną rolę w skuteczności rozwiązania. Zbyt gruba warstwa szczepna będzie powodowała poślizg, a brak połączenia osłabi właściwości przeciwspekaniowe. ▪ Warstwa mieszanki mineralno-asfaltowej ułożonej na kompozycie powinna mieć grubość nie mniejszą niż 70 mm.	

Rozwiązanie materiałowe	Krótka charakterystyka	Najważniejsze wnioski	Referencje
Geosiatki z tworzyw sztucznych lub z włókna szklanego	Geosiatki mogą być wykonane z różnych materiałów, np. tworzyw sztucznych (polipropylenu, polietylenu lub poliestru), włókien węglowych czy szklanych. Siatki przeważnie mają prostokątne lub kwadratowe otwory o średnicy od 6 do 50 mm. Posiadają żebra o grubości 4-8 mm prostopadle się przecinające. Niektóre produkty międzywarstwowe składają się z kombinacji dwóch geowłókien. Wtedy nazywane są kompozytami, np. Tensar AR-G – sztywna monolityczna siatka polipropylenowa połączona termicznie z geowłókniną polipropylenową.	▪ Geosiatki o wyższym module zapewniają lepszą ochronę przed przenoszeniem spękań. ▪ Wraz ze wzrostem sztywności geosiatki wzrasta jej odporność na odkształcenia. ▪ Dla zabezpieczeń przed spękaniami ważny jest przekrój poprzeczny dla systemu antyrefleksyjnego. ▪ Skuteczność rozwiązania spada przy błędach w mocowaniu geosiatki. ▪ Wykazano, że włączenie geosiatki z włókna szklanego do nakładki na nawierzchnię zmniejsza tempo propagacji spękań odbitych o 2 do 3 razy.	[204, 208-213]

Przegląd literatury w zakresie rozwiązań przeciwspekaniowych pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

- zapobieganie spękanom jest kluczowym elementem zarządzania i utrzymania trwałych nawierzchni drogowych. Uszkodzone nawierzchnie wpływają negatywnie na komfort jazdy, bezpieczeństwo i koszty utrzymania;
- ważnym jest, aby zastosować odpowiednie metody projektowania, budowy i utrzymania nawierzchni drogowych, co pozwoli ograniczyć wystąpienie spękań;
- spękania można ograniczyć stosując specjalne zabiegi przeciwspekaniowe. Można je podzielić na dwie grupy: pierwsza to metoda zapobiegania lub ograniczania powstawania pęknięć w początkowej fazie budowy drogi, druga to stosowanie warstw pośrednich;
- warstwy pośrednie są skuteczną metodą zapobiegania spękanom odbitym. Szczególnie przydatne są w przypadku remontów i przebudów nawierzchni z istniejącymi uszkodzeniami;
- warstwy przeciwspekaniowe pomagają rozkładać naprężenia, wzmacniają konstrukcję oraz opóźniają przenoszenie spękań do wyższych warstw nawierzchni;
- jest duża różnorodność dostępnych systemów międzywarstwowych: membrany SAMI, cienkie warstwy asfaltowe bogate w lepiszcze, włókny nasączone asfaltem, konstrukcje inwersyjne;
- membrany SAMI i geowroby mogą być skutecznym rozwiązaniem, pozwalającym zapobiegać powstawaniu spękań refleksyjnych;
- stosowanie asfaltów modyfikowanych polimerami lub gumą wpływa na wzrost parametrów wytrzymałościowych warstw przeciwspekaniowych,
- testy rozciągania prostego są zwykle przeprowadzane na wyrobach do warstw pośrednich w celu określenia modułu sztywności i wytrzymałości na odkształcenie,
- geowłókny charakteryzują się niższym modułem sztywności niż mieszanki mineralno-asfaltowe i dlatego w konstrukcji nawierzchni pełnią głównie funkcję absorpcji naprężeń, a nie dodatkowo wzmacniającą jak to jest w przypadku cienkich warstw z mieszanek drobnoziarnistych czy geokompozytów z siatkami,

- istnieje niewiele rozwiązań projektowych z zakresu warstw pośrednich z mieszanek mineralno-asfaltowych,
- jako rozwiązanie materiałowe w zakresie cienkich warstw z drobnoziarnistych mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw pośrednich literatura skupia się głównie na zastosowaniu asfaltu piaskowego,
- na przykładzie asfaltu piaskowego i membrany SAMI przegląd wykazał, że istnieją technologie, które w praktyce spełniają jednocześnie kryteria warstw przecizmęczeniowych i przeciwspekaniowych.

2.3. Ocena mma do warstw przeciwmęczeniowych i przeciwspekaniowych

2.3.1. Czynniki wpływające na trwałość zmęczeniową mma

Obciążenie ruchem oraz czynniki środowiskowe mają istotny wpływ na odporność na zmęczenie warstw asfaltowych. Skoncentrowano się na cechach mma, które w znaczący sposób wpływają na zwiększenie jej trwałości zmęczeniowej. Zrozumienie czynników materiałowych oraz technologii wykonania warstw konstrukcji nawierzchni pozwala na projektowanie trwałych układów warstwowych odpornych na spękania zmęczeniowe. Zakresie czynników wpływających na odporność mieszanek mineralno-asfaltowych na zmęczenie, które analizowano w oparciu o przegląd literatury, należy zaliczyć:

- a) wpływ rodzaju i ilości lepiszcza asfaltowego,
- b) rolę dodatków modyfikujących asfalt i/lub mieszankę mineralno-asfaltową,
- c) wpływ składu granulometrycznego mieszanki mineralno-asfaltowej,
- d) ocenę procesów produkcyjnych (np. temperatura produkcji),
- e) parametry mieszanki mineralno-asfaltowej (np. zawartość wolnych przestrzeni),
- f) czynniki środowiskowe.

Kluczowe wnioski zestawiono w tabeli (Tab. 2-3)

Tab. 2-3. Zestawienie czynników wpływających na trwałość zmęczeniową mma

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
Czynniki materiałowe		
Zawartość lepiszcza	▪ zwiększenie objętościowej zawartości lepiszcza wpływa na poprawę trwałości mma, ▪ podniesienie procentowego wypełnienia lepiszczem wolnych przestrzeni VFB (ang. Voids Filled with Bitumen) zwiększa trwałość, ▪ w niektórych badaniach wykazano, że istnieje optymalna zawartość asfaltu, dla której uzyskuje się maksymalną trwałość mma; ▪ grubsza błonka lepiszcza na kruszywie wpływa na wzrost trwałości zmęczeniowej,	[214-215] [216] [217] [218]
Rodzaj lepiszcza	▪ parametry reologiczne lepiszcza wpływają na trwałość zmęczeniową mma, ▪ budowa chemiczna lepiszcza oraz jego właściwości przyczyniają się do procesu samonaprawy, ▪ relaksacja naprężeń mma jest bezpośrednio związana z lepkością asfaltu, ▪ mieszanki zawierające asfalt modyfikowany wykazują większe trwałości zmęczeniowe, ▪ zastosowanie asfaltu wysokomodyfikowanego PmB 45/80-80 zwiększa trwałość zmęczeniową w stosunku do asfaltu modyfikowanego polimerami, np. PmB 25/55-60,	[219] [220-221] [222] [223] [224]
Kruszywo	▪ mieszanki drobnoziarniste (bogatsze w lepiszcze, o mniejszej zawartości wolnych przestrzeni) mają większą trwałość zmęczeniową, ▪ istnieje optymalna zawartość wypełniacza, która zapewnia najlepsze zachowanie mma w odniesieniu do parametrów zmęczeniowych,	[225-226] [227-228]
Dodatki do mma	▪ reakcja na zmęczenie mma zmienia się w zależności od rodzaju modyfikatora,	[229]

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
	▪ stosowanie dodatków do modyfikacji mma różnie wpływa na trwałość zmęczeniową i jest zależne od rodzaju użytej substancji, ▪ stosowanie RAP do mma różnie wpływa na trwałość zmęczeniową, ▪ stosowanie odświeżaczy poprawia trwałość zmęczeniową mma,	[230] [231]
Parametry mma	▪ zmniejszenie zawartości wolnych przestrzeni w mieszance mma korzystnie wpływa na trwałość, ▪ istnieje optymalna zawartość lepiszcza, która zapewnia najlepsze zachowanie mma w aspekcie zmęczenia, ▪ reakcja zmęczeniowa mma jest kombinacją gradacji kruszywa i objętościowej zawartości asfaltu, ▪ wolna przestrzeń w mma wpływa istotnie na zmiany strukturalne w mma,	[232] [225] [55] [218]
Proces produkcji i zagęszczania mma		
Proces produkcji i wbudowania mma	▪ czynniki starzeniowe „in-situ” (np. wysoka temperatura produkcji) wpływają na spadek trwałości zmęczeniowej, ▪ zbyt niska temperatura produkcji i/lub za krótki czas mieszania „na mokro” obniżają trwałość zmęczeniową wskutek braku adhezji, ▪ zbyt niska temperatura zagęszczania generuje ryzyko niedogęszczenia mma, a zbyt duża ilość wolnych przestrzeni niekorzystnie wpływa na trwałość.	[13] [233] [234]

Podsumowując zauważa się, że jednym z kierunków podnoszenia trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych przeznaczonych do warstw, które podlegają największym odkształceniom rozciągającym jest stosowanie mieszanek drobnoziarnistych o zwiększonej zawartości lepiszcza asfaltowego i obniżonej zawartości wolnych przestrzeni przy zachowaniu optymalnych warunków produkcji i wbudowania.

2.3.2. Czynniki wpływające na parametry niskotemperaturowe mma

Ze względu na mnogość czynników, które mogą wpływać na powstanie spękań termicznych, ten rodzaj uszkodzeń nawierzchni pozostaje jednym z najtrudniejszych do przewidzenia, a tym samym wszelkie rozwiązania projektowe i technologiczne zapobiegające powstawaniu spękań niskotemperaturowych nawierzchni stają się pożądane. Pierwsze próby klasyfikacji istotnych czynników determinujących powstawanie niskotemperaturowych pęknięć w nawierzchniach asfaltowych opracowano w roku 1988 [235], a ich syntetyczne przedstawienie znajduje się w pracy [22]. Obszerne badania naukowe prowadzone od lat 80. XX wieku przez Minnesota Department of Transportation, monitorujące zachowanie nawierzchni zbudowanych z różnych materiałów i poddawane różnym obciążeniom ruchem drogowym w różnych warunkach klimatycznych, pozwoliły zebrać bazę danych czynników, szczególnie wpływających na odporność mieszanki na niskie temperatury [75, 236, 237]. Na podstawie wieloletnich danych z 46 odcinków testowych Dong et al. (2018) wytypowali 36 czynników mających wpływ na spękania termiczne [238]. Następnie pogrupowano je w sześć kategorii: rodzaj mieszanki mineralno-asfaltowej, ilość i rodzaj lepiszcza, wiek eksploatacyjny, historia klimatyczna oraz struktura nawierzchni i obciążenie ruchem [238]. w warunkach polskich również dokonano porównania wpływu rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej, rodzaju modyfikacji lepiszcza, wieku nawierzchni i warunków klimatycznych na występowanie spękań niskotemperaturowych [239, 240]. w dalszej części przeanalizowano literaturę w kontekście czynników wpływających na parametry niskotemperaturowe mieszanek mineralno-asfaltowych w zakresie oceny:

- a) wpływu rodzaju i ilości lepiszcza asfaltowego,
- b) roli dodatków modyfikujących asfalt i/lub mieszankę mineralno-asfaltową,
- c) wpływu składu granulometrycznego mieszanki mineralno-asfaltowej,
- d) oceny procesów produkcyjnych (np. temperatura produkcji),
- e) dodatków materiału z recyklingu,
- f) parametrów mieszanki mineralno-asfaltowej (np. zawartość wolnych przestrzeni).

Kluczowe czynniki zestawiono w tabeli (Tab. 2-4)

Tab. 2-4. Zestawienie czynników wpływających na parametry niskotemperaturowe mma

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
Czynniki materiałowe		
Rodzaj lepiszcza	parametry reologiczne lepiszcza wpływają na właściwości niskotemperaturowe,	[241]
	lepiszcza o wyższej penetracji (bardziej miękkie) pozytywnie przekładają się na zachowanie mma w niskich temperaturach,	[83, 183, 242]
	asfalt o niższym dolnym limicie PG (ang. Performance Grade) ma istotne znaczenie na odporność niskotemperaturową,	[243-245]
	procesy starzenia asfaltu (odparowanie, utlenianie, starzenie fizyczne) zwiększają podatność mma na spękania,	[63, 246-248]
	ryzyko spękań jest większe dla asfaltów o większej sztywności lepiszcza,	[249]
	temperatura pęknięcia asfaltu obniża się wraz ze wzrostem indeksu penetracji (obniżeniem wrażliwości temperaturowej asfaltu),	[222]
	skład grupowy lepiszcza, wyrażony procentową zawartością asfaltenów i żywic wpływa na parametry niskotemperaturowe. Asfalty zawierające duże ilości asfaltenów są twarde, sztywne i kruche oraz bardziej podatne na spękania;	[250]
	związki nasycone (oleje) nadają elastyczności asfalom i wpływają na obniżenie temperatury łamliwości;	[251]
	w niskich temperaturach kryształy parafin zwiększają kruchość asfaltu,	
Modyfikacje lepiszcza	udowodniono poprawę właściwości lepiszczy asfaltowych w niskich temperaturach poprzez dodanie miazgi gumowego,	[252-255]
	modyfikacja na mokro miazgą gumową zwiększa odporność mma na spękania	[256]

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
	niskotemperaturowe w porównaniu z metodą na sucho, ▪ modyfikacja asfaltów polimerami poprawia parametry niskotemperaturowe, ▪ parametry asfaltu bazowego poddanego modyfikacji odgrywają kluczową rolę w kształtowaniu docelowych parametrów niskotemperaturowych mieszanek, ▪ stosowanie asfaltów naturalnych zwiększa sztywność asfaltu i zmniejsza jego elastyczność, pogarszając parametry niskotemperaturowe; ▪ proces spieniania lepiszcza asfaltowego może mieć korzystny wpływ na zjawisko adhezji, ale zależy to w dużej mierze od rodzaju kruszywa	[219, 257, 258] [259-261] [262-265] [266, 267]
Kruszywo	▪ mieszanka mineralna jako główny składnik mma ma wpływ na jej parametry niskotemperaturowe, ▪ stwierdzono wpływ rodzaju kruszywa na parametry niskotemperaturowe (zastosowanie kruszywa ze skał magmowych wylewnych (np. bazalt) w mma poprawia odporność na niskie temperatury w stosunku do mieszanek na bazie skał osadowych, np. wapień); ▪ na właściwości niskotemperaturowe mma mają wpływ parametry morfologiczne kruszywa (np. kształt), ▪ zastosowanie kruszywa łamanego zwiększa odkształcalność mieszanki w niskich temperaturach o 18%, ▪ rodzaj kruszywa nie wpływa znacząco na sztywność mma w niskich temperaturach, ▪ nawierzchnia z większą zawartością drobnego kruszywa cechują się większą ilością spękań niskotemperaturowych, ▪ zastosowanie kruszywa o większym uziarnieniu poprawia odporność na pękanie,	[75, 268-270] [271, 272] [273] [189] [274] [275, 276] [276, 277]

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
Dodatki do mma	włókna aramidowe, stalowe, polimerowe, naturalne pozytywnie wpływają na parametry niskotemperaturowe mma;	[278-283]
	dodatek RAP do mma pogarsza jej parametry niskotemperaturowe;	[284-288]
	mieszanka mineralno-asfaltowa z dodatkiem RAP może być odporna na działanie niskich temperatur przy zastosowaniu odpowiedniego środka odświeżającego (ang. rejuvenator),	[289-291]
	dodatek nanomateriałów (np. tlenek nanografenu, tlenek cynku) do mma poprawia odporność próbek na pękanie niskotemperaturowe (wpływ tego czynnika należy monitorować ze względu na mnogość nanomateriałów i początkowy okres obserwacji laboratoryjnych),	[292-294]
Parametry mma	wolne przestrzenie działają jako czynnik koncentracji naprężeń wewnątrz mieszanki i wraz ze wzrostem pustek powietrznych wzrasta podatność mieszanek na spękania niskotemperaturowe,	[295-298]
	zmiana ilości lepiszcza ma niewielki wpływ na parametry mma w niskich temperaturach, gdy odchyłka jest nieznaczna w stosunku do wartości optymalnej;	[299-301]
	mieszanki bogate w lepiszcze asfaltowe są bardziej odporne na spękania niskotemperaturowe,	[302]
	zwiększenie gęstości mastyksu poprawia właściwości zmęczeniowe mma, zwiększa odporność na pękanie i wytrzymałość na rozciąganie w niskich temperaturach,	[303]
Proces produkcji i zagęszczania		
Proces produkcji i wbudowania mma	środki obniżające temperaturę produkcji, należące do środków organicznych, np. parafiny czy amidy kwasów tłuszczowych mogą nadmiernie przesztywniać lepiszcze asfaltowe, co może skutkować przedwczesnymi spękaniami nawierzchni;	[304]

Czynnik	Najważniejsze wnioski	Źródło
	▪ nadmierne przegrzanie mma w procesie produkcji prowadzi do starzenia technologicznego lepiszcza i zwiększenia podatności na spękania.	

Podsumowując stan wiedzy można stwierdzić, że rodzaj lepiszcza asfaltowego odgrywa kluczową rolę w kształtowaniu parametrów niskotemperaturowych mieszanek mineralno-asfaltowych. Znaczną poprawę odporności asfaltu na pękanie w niskich temperaturach uzyskuje się poprzez modyfikację asfaltów polimerami, natomiast zwiększenie zawartości asfaltu w mma w stosunku do wartości optymalnej zwiększa odporność na pękanie tylko nieznacznie. Zauważa się znaczący spadek odporności na spękania niskotemperaturowe mieszanek mineralno-asfaltowych wraz z postępującym procesem starzenia, zarówno technologicznego jak i eksploatacyjnego. Poznanie właściwości mieszanek, tj. sztywności, wytrzymałości na rozciąganie, zdolności do relaksacji naprężeń czy współczynnika skurczu termicznego pozwala ocenić mieszanki pod kątem ich odporności na działanie niskich temperatur oraz pękanie. Odpowiednio dobrany układ warstwowy nawierzchni wraz z zastosowaniem specjalnych rozwiązań technologicznych, jak np. warstwy przeciwspekaniowe, które mają zdolność do relaksacji naprężeń powstających w wyniku kumulacji naprężeń (np. termicznych), zwiększają odporność konstrukcji na spękania. Spośród czynników środowiskowych, zarówno wartość temperatury ujemnej jak i tempo schładzania warstwy asfaltowej odgrywają znaczącą rolę.

2.3.3. Koncepcja mieszanek SMA-MA

Mieszanka mastyksowo-grysowa o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA) miała zastąpić asfalt lany, który jest wykorzystywany w Polsce głównie na obiektach mostowych do warstwy ochronnej i ścieralnej. Jest produkowana i wbudowywana w technologii na gorąco, stosowana przede wszystkim do izolacji pomostów obiektów inżynierskich oraz warstw ochronnych izolacji [305-307]. Powstała jako wynik połączenia trzech technologii: tradycyjnego mastyksu izolacyjnego, asfaltu lanego MA oraz mieszanek mastyksowo-grysowych typu SMA [306]. w efekcie uzyskano mieszanekę mineralno-asfaltową o rozbudowanym szkielecie grysowym, ze zwiększoną zawartością frakcji wypełniaczowej oraz wysoką zawartością lepiszcza rzędu 8,5-9,0%. Powstały mastyks wysokogrysowy SMA-MA ze względu na skład tworzy mieszanekę o dużej szczelności, w której zawartość wolnych przestrzeni w mieszance powinna

wynosić poniżej 1%. Jako główne zalety technologiczne mieszanek SMA-MA wymieniane są [302, 306-309]:

- odporność na zmęczenie dzięki zastosowaniu zwiększonej zawartości asfaltu (głównie modyfikowanego),
- odporność na deformacje trwałe,
- dobre parametry niskotemperaturowe, wynikające z zastosowania lepiszcza modyfikowanego,
- wysoka szczelność warstwy,
- podatność na zagęszczenie,
- możliwość wykorzystania klasycznych rozkładarek mma w procesie wbudowania,
- możliwość wykorzystania klasycznych wytwórni w procesie produkcji,
- zakres temperatur technologicznych nie odbiega od typowych dla betonów asfaltowych czy mieszanek SMA i zależy od rodzaju lepiszcza asfaltowego.

Wymagania dla mieszanek SMA-MA jako rozwiązanie materiałowo-technologiczne izolacji i warstw ochronnych dla obiektów mostowych po raz pierwszy pojawiają się w raporcie zleconym przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad z 2013 r. [310]. Wymagania te opierają się na badaniach nad kompozycją mieszanek mastykowo-grysowych o podwyższonej zawartości mastyksu oraz na doświadczeniach zdobytych podczas realizacji inwestycji z wykorzystaniem SMA-MA. Dla produkcji mieszanek SMA-MA zaleca się stosować: asfalt drogowy 50/70 lub 70/100 w przypadku obciążenia ruchem lekkim), polimeroasfalt PmB 45/80-55, PmB 45/80-65, PmB 65/105-60. w kwestii wyboru kruszywa, określono, że jest to wymaganie zgodne z WT-1:2014, takie samo jak dla warstwy ścieralnej z SMA, w zależności od kategorii ruchu. w tabeli (Tab. 2-5) zaprezentowano propozycje wymagań dla mastyksu wysokogrysowego SMA-MA.

Tab. 2-5. Właściwości mieszanki SMA-MA dla warstwy ochronnej dla KR1-KR6 [310]

Właściwości	Warunki zagęszczenia	Metoda i warunki badania	SMA-MA 5	SMA-MA 8	SMA-MA 11
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2x35 uderzeń	PN-EN 12697-8, p.4 (N1)	$V_{\max} 1,5$	$V_{\max} 1,5$	$V_{\max} 1,5$
Zawartość wolnych przestrzeni	C.1.2, ubijanie, 2x50 uderzeń	PN-EN 12697-8, p.4 (N1)	$V_{\max} 1,0$	$V_{\max} 1,0$	$V_{\max} 1,0$
Odporność na deformacje trwałe warstwy wiążącej (ochronnej)	C.1.20, wałowanie, $P_{98}-P_{100}$	PN-EN 12697-22, metoda B w powietrzu, PN-EN 13108-20 D.1.6 45°C ^a), 10 000 cykli (N2)	$WTS_{AIR\ 0,50}$ PRD_{AIR} Deklarowane	$WTS_{AIR\ 0,50}$ PRD_{AIR} Deklarowane	$WTS_{AIR\ 0,50}$ PRD_{AIR} Deklarowane
Odporność na deformacje trwałe pakietu warstw (ścieralnej i ochronnej)	C.1.20, wałowanie, $P_{98}-P_{100}$	PN-EN 12697-22, metoda B powietrzu, PN-EN 13108-20 D.1.6 50°C ^a), 10 000 cykli (N2)	$WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{AIR\ 9,0}$	$WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{AIR\ 7,0}$	$WTS_{AIR\ 0,15}$ $PRD_{AIR\ 5,0}$
Odporność na działanie wody	C.1.1. ubijanie, 2x35 uderzeń	PN-EN 12697-12, przechowywanie w 40°C z jednym cyklem zamrażania, badanie w 25°C (N3)	ITSR ₉₀		
Spływność lepiska	-	PN-EN 12697-18, p.5 (N4)	$D_{0,6}$		

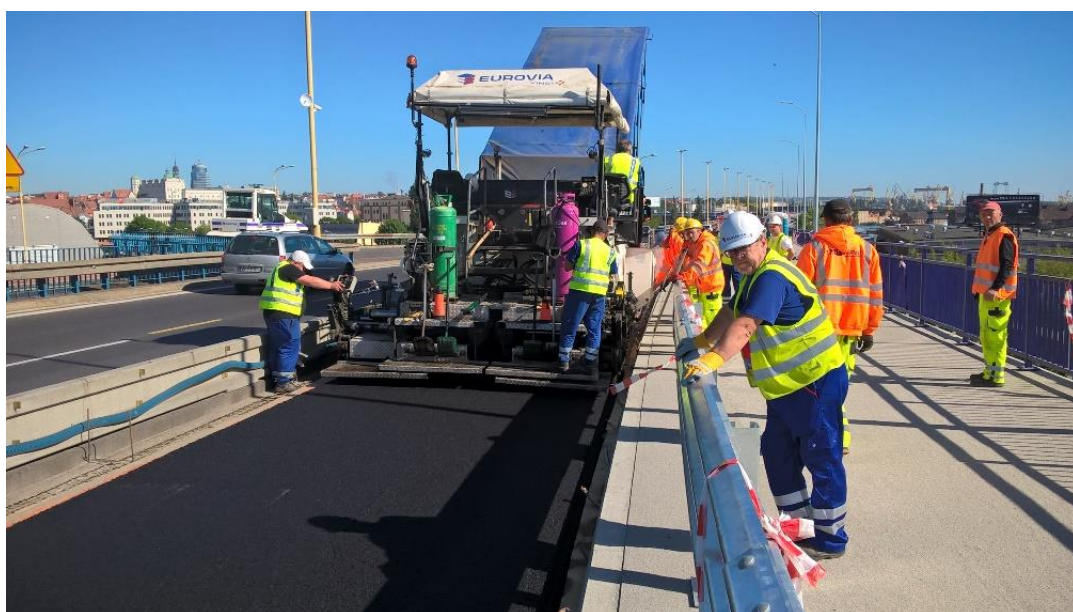
a) Temperatura badania zredukowana ze względu na niższą temperaturę nagrzewania się nawierzchni mostowej w okresie letnim w porównaniu do nawierzchni drogowej.

Obecnie trwają prace nad „Katalogiem typowych konstrukcji nawierzchni jezdni na drogowych obiektach mostowych i w tunelach” (WR-M-61), w którym pojawiają się znowelizowane wymagania dotyczące mieszanek SMA-MA. Kierunek zmian dotyczy przede wszystkim pojawienia się wymagań w odniesieniu do odporności na spękania niskotemperaturowe (badanie TSRST) oraz odporności na zmęczenie (4PB-PR, temperatura 10°C, częstotliwość 10 Hz). Rozszerzono również w stosunku do Raportu GDDKiA z 2013 r. gamę lepiszcz asfaltowych do mieszanek SMA-MA do warstw ochronnych, dopuszczając asfalty wysokomodyfikowane (PmB 65/105-60, PmB 65/105-80).

Najwięcej realizacji z wykorzystaniem mieszanki SMA-MA na dzień dzisiejszy wykonano na terenie województwa zachodniopomorskiego [305]. Jednym z pierwszych sukcesów było przeprowadzenie remontu mostu Cłowego w Szczecinie w roku 1998. Zrezygnowano wtedy z tradycyjnej izolacji z papy termozgrzewalnej na rzecz warstwy powłokowej z asfaltu drogowego (rozłożonej metoda natryskową) o grubości ok. 2-3 mm, stanowiącej hydroizolację betonowej płyty pomostu. Zabezpieczono tę warstwę mieszanką mastyksowo-grysową SMA o podwyższonej zawartości asfaltu drogowego 50/70 i niskiej zawartości wolnych przestrzeni (ok. 0.5%) [305]. Inne przykłady zastosowania mieszanki SMA-MA na przestrzeni ostatnich lat to między innymi: Most Długi w Szczecinie (realizacja 2000 r.), wiadukt akademicki w Szczecinie (2001 r.), wiadukt drogowy w Policach (realizacja 2013 r.), wiadukt drogowy nad drogą S3 (węzeł Tczewska – realizacja 2014 r.), most nad rzeką Dzierżęcinką w Koszalinie (2014 r.) [311, 312]. Jedną z większych inwestycji ostatnich lat, na której zastosowano mieszankę SMA-MA był remont Trasy Zamkowej w Szczecinie (2018 r.) [306]. Warstwa z mieszanki SMA-MA 8 o grubości 25-30 mm stanowiła zabezpieczenie hydroizolacji. Etap realizacji przedstawiono rysunkach (Rys. 2-19, Rys. 2-20, Rys. 2-21):



Rys. 2-19. Warstwa hydroizolacyjna z metakrylanu metylu zabezpieczona warstwą z mieszanki SMA-MA, [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]



Rys. 2-20. Wbudowanie warstwy SMA-MA [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]



Rys. 2-21. Zagęszczanie warstwy SMA-MA [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]

Nowoczesne i zrównoważone budownictwo wymaga poszukiwania nowych, bardziej optymalnych rozwiązań w zakresie stosowanych materiałów i technologii. Takim materiałem stała się niewątpliwie mieszanka SMA-MA, którą stosuje się na obiektach mostowych. Na podstawie prac badawczych (realizowanych na ZUT) wpływu rodzaju i ilości lepiszcza na parametry niskotemperaturowe mieszanek SMA-MA przeznaczonych na obiekty mostowe wysunięto następujące wnioski [242, 302, 306]:

- rodzaj zastosowanego lepiszcza ma kluczowe znaczenie w przypadku pracy SMA-MA w niskich temperaturach, co przekłada się na wyniki uzyskiwane w testach TSRST, TCT i RT;
- uzyskuje się wysoką korelację między czasem relaksacji i naprężeniami rejestrowanymi w badaniu TSRST,
- zawartość lepiszcza w sposób niejednoznaczny przekłada się na parametry SMA-MA w niskich temperaturach.

Parametry fizyko-mechaniczne uzyskane w wyżej wymienionych pracach wskazują, że mieszanka SMA-MA jest szczelnym, elastycznym i wytrzymałym materiałem o dobrych parametrach reologicznych i odporności na niskie temperatury. Bardzo dobre efekty uzyskiwano przy użyciu lepiszcza wysokomodyfikowanego HiMA (ang. Highly Modified Asphalt), gdzie podwyższona zawartość polimerów w stosunku do tradycyjnych asfaltów modyfikowanych (PMB – ang. polimer modified binder) poprawia parametry sprężysto-elastyczne warstwy oraz zmniejsza indukowane

naprężenia rozciągające i ścinające wywołane zmianami temperatury i ruchem. Grubość warstwy waha się od 15 do 35 mm (maksymalnie 40 mm), a zalecane uziarnienie to 0/5mm lub 0/8 mm. Przedstawione cechy mieszanki mastyksowo-grysowej o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA) w zestawieniu z wymaganiami jakie stawia się warstwom przeciwmęczeniowym/ przeciwspekaniowym pozwalają wysunąć ogólny wniosek, że ten rodzaj mieszanki może stanowić warstwę przedłużającą trwałość konstrukcji nawierzchni. Aby potwierdzić stawianą hipotezę zasadnym jest przeprowadzenie badań porównawczych ze znanym już na rynku rozwiązaniem materiałowym, tj. betonem asfaltowym o uziarnieniu do 5 mm (AC AF 5) lub 8 mm (AC AF 8). z tego względu konieczne jest porównanie odpowiednio zaprojektowanych mieszanek SMA-MA w stosunku do typowych AC AF w zakresie odporności na spękania niskotemperaturowe, trwałości zmęczeniowej oraz podatności na zagęszczenie. Aktualnie brakuje wymagań odnoszących się do wyżej wymienionych parametrów w odniesieniu do mieszanek przeznaczonych do warstw przeciwmęczeniowych / przeciwspekaniowych. Dodatkowo produkcja mieszanki w standardowych wytwórniach, a także możliwość wbudowania warstwy SMA-MA klasyczną rozkładarką wykorzystywaną we wszelkich technologiach na gorąco, sprawia, że rozwiązanie to staje się dostępne dla większości firm wykonawczych specjalizujących się w pracach drogowych.

2.3.4. Modele reologiczne mma zastosowane w pracy

W celu łatwiejszego zrozumienia zachowań reologicznych rozpatrywanych mieszanek jako ciał odpowiednio odkształcalnych, tj. relaksacji i pełzania, wykorzystano modele mechaniczne ciał doskonałych. Modele zastosowano również do wyznaczenia związków między występującymi naprężeniami i odkształceniami.

Do ciał doskonałych zalicza się ciało doskonale sprężyste (model mechaniczny – spiralna sprężyna, której wydłużenie jest proporcjonalne do przyłożonej siły) oraz ciało doskonale lepkie (tłumik hydrauliczny – tłok poruszający się w cylindrze wypełnionym lepką cieczą).

Model w postaci sprężyny przedstawia ciało liniowo sprężyste, podlegające prawu *Hooke'a*. Zgodnie z tym prawem w jednoosiowym stanie naprężenia, naprężenie normalne główne σ jest związane z przynależnym mu odkształceniem głównym ε wg wzoru (2.1):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

gdzie:

σ – naprężenie [Pa],

E – stała sprężystości podłużnej materiału, moduł Younga [Pa],

ε – odkształcenie ($\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$) [m/m].

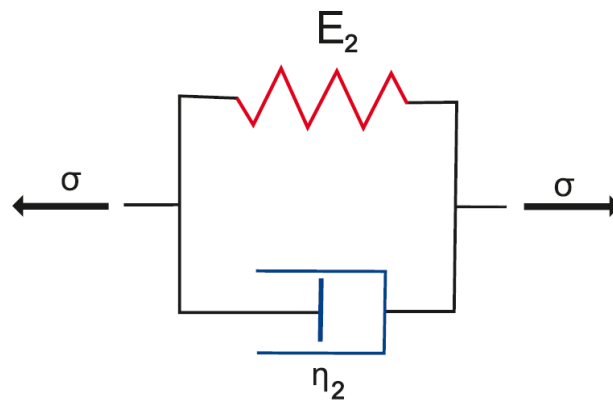
Model mechaniczny w postaci tłumika odpowiada ciału doskonale lepkiemu Newtona, w którym między naprężeniem σ a prędkością odkształcenia $\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt}$ istnieje liniowy związek opisany równaniem (2.2):

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.2)$$

gdzie:

η – lepkość [Pa · s].

Równanie (2.2) charakteryzuje ciecz newtonowską. Łącząc równolegle sprężynę z tłumikiem za pomocą dwóch sztywnych elementów otrzymuje się model *Kelvina-Voigta* przedstawiony na rysunku (Rys. 2-22).



Rys. 2-22. Model Kelvina-Voigta (równoległe połączenie sprężyny i tłumika)

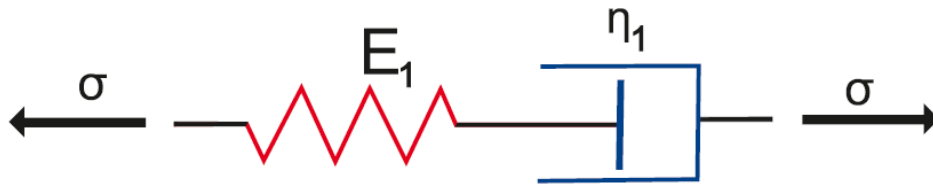
Przedstawiony model opisuje równanie (2.3)

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.3)$$

Zakładając, że $\sigma = \sigma_0 = const$ i całkując równanie (2.3), przy warunku początkowym $\varepsilon = 0$, gdy $t = 0$, otrzymuje się zależność między odkształceniem a czasem opisaną równaniem (2.4)

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 - e^{\frac{-E}{\eta} t} \right) \quad (2.4)$$

Model *Kelvina-Voigta* zakłada stopniowy przyrost odkształcenia (odkształcenie sprężyny, spowalniane przez tłumik). Układ taki odzwierciedla zjawisko pełzania, ale nie opisuje dostatecznie zjawiska relaksacji naprężeń. Zjawisko to można w przybliżeniu przedstawić przy pomocy *modelu Maxwella*, który składa się również z tłumika i sprężyny, ale połączonych szeregowo (Rys. 2-23).



Rys. 2-23. Model Maxwella (szeregowe połączenie sprężyny i tłumika)

W modelu Maxwella wyróżnia się natychmiastową reakcję materiału na zainicjowane naprężenia (efekt sprężyny) oraz zjawisko relaksacji, czyli stopniowe zmniejszanie się naprężenia przy stałym odkształceniu (wpływ tłumika hydraulicznego). Model sprawdza się dobrze przy małych odkształceniach.

W przypadku takiego modelu prędkość odkształcenia wyraża się wzorem (2.5)

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (2.5)$$

Przy stałym odkształceniu $\varepsilon = \text{const}$ rozwiązanie równania różniczkowego przyjmuje postać opisaną równaniem (2.6)

$$\sigma(t) = \sigma_0 e^{\frac{-t}{\tau}} \quad (2.6)$$

gdzie:

σ_0 – naprężenie w chwili początkowej [Pa],

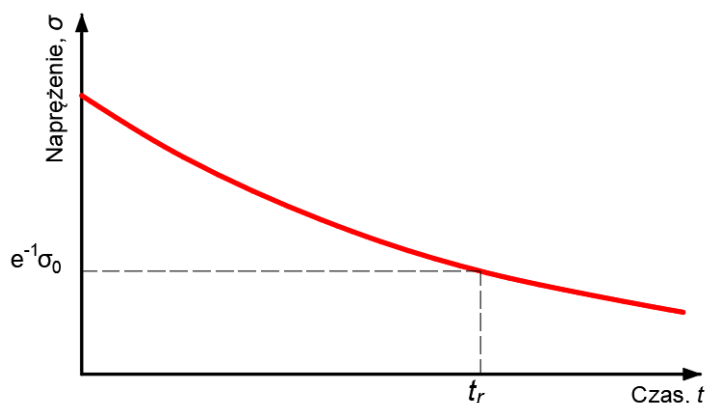
$\tau = \frac{\eta}{E}$ – wielkość zwana czasem relaksacji (t_r) [s].

Po uproszczeniu równania (2.6) otrzymuje się zależności (2.7) i (2.8)

$$\sigma(t_r) = \sigma_0 e^{-1} \quad (2.7)$$

$$\sigma(t_r) = \sigma_0 \cdot 0,368 \quad (2.8)$$

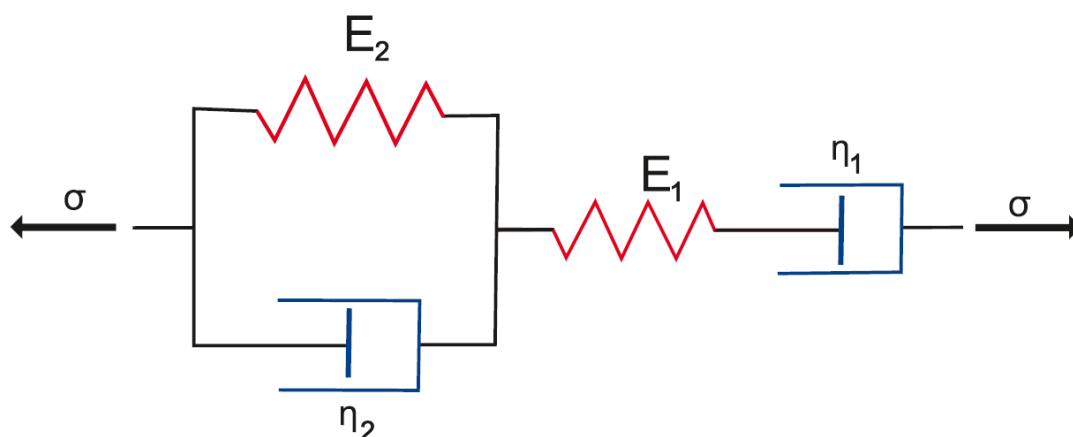
Na podstawie równań (2.7) i (2.8) można stwierdzić, że w modelu *Maxwella*, czas relaksacji jest równy okresowi, w którym naprężenia w teście relaksacji (RT) osiągają 36,8% swojej wartości początkowej, co oznacza spadek naprężeń o 63,2%.



Rys. 2-24. Model Maxwella w teście relaksacji

Rysunek (Rys. 2-24) przedstawia zależność między naprężeniem σ a czasem t . Na wykresie można zaobserwować proces relaksacji naprężenia od wartości początkowej σ_0 do zera, przy $t \rightarrow \infty$ i wartość t_r . Model ten wykorzystano w pracy do analizy wyników testu RT (Relaxation Time).

Połączeniem szeregowym modeli *Kelvina-Voigta* i *Maxwella* jest czteroparametrowy model *Johannesa M. Burgersa*, który w pracy wykorzystano do interpretacji wyników testu pełzania TCT (Tensile Creep Test). Składa się on z dwóch sprężyn (E_1 i E_2) oraz dwóch tłumików (η_1 i η_2). Parametr E_1 reprezentuje odkształcenie sprężyste, η_1 – płynięcie lepkie, natomiast E_2 i η_2 służą do opisu sprężystości opóźnionej. Schemat materiału lepkosprężystego Burgersa przedstawiono na rysunku (Rys. 2-25).



Rys. 2-25. Schemat materiału lepkosprężystego Burgersa

Równanie konstytutywne modelu Burgersa ma postać (2.9) [313]:

$$\sigma + \left(\frac{\eta_1}{E_1} + \frac{\eta_1}{E_2} + \frac{\eta_2}{E_2} \right) \dot{\sigma} + \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1 E_2} \ddot{\sigma} = \eta_1 \dot{\varepsilon} + \frac{\eta_1 \eta_2}{E_2} \ddot{\varepsilon} \quad (2.9)$$

gdzie:

$\varepsilon(t)$ – odkształcenie [m/m],

σ_0 – stałe naprężenie wywołane przyłożonym stałym obciążeniem [MPa],

E_1 – moduł sprężystości (element Hooke'a) [MPa],

η_1 – współczynnik lepkości (element Newtona) [MPa·s],

E_2 – moduł sztywności (element Kelvina-Voighta) [MPa],

η_2 – współczynnik lepkości (element Kelvina-Voighta) [MPa·s].

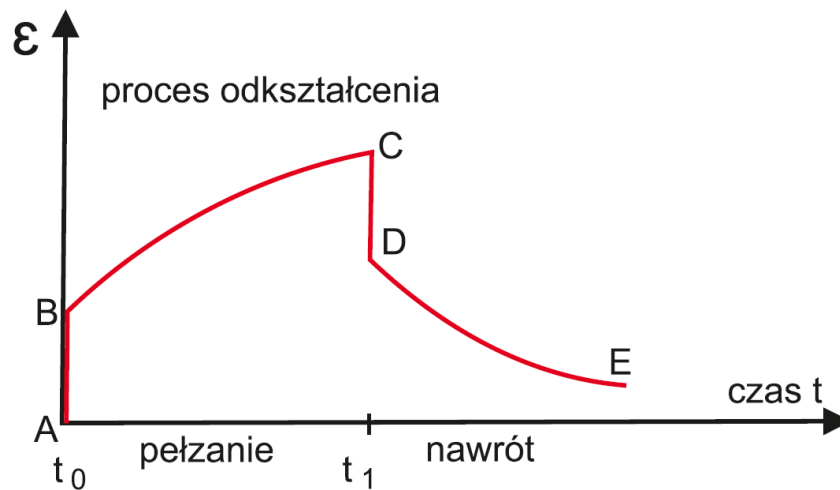
Rozwiązanie równania (2.9) pozwala na wyznaczenie zmian odkształcenia w czasie pod wpływem działającego obciążenia (odciążenia) [314]. w przypadku testu pełzania zależność (2.9) dla warunków obciążenia $0 \leq t \leq t_0, \sigma_0 = const$, przyjmuje postać (2.10):

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left[\frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{t E_2}{\eta_2}} \right) \right] \quad (2.10)$$

a dla warunków odciążenia $t > t_0, \sigma_0 = 0$ otrzymuje się (2.11):

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left[\frac{t_0}{\eta_1} - \frac{1}{E_2} e^{-\frac{t_0 E_2}{\eta_2}} \left(1 - e^{-\frac{t - t_0 E_2}{\eta_2}} \right) \right] \quad (2.11)$$

Wykres przebiegu pełzania na przykładzie reakcji materiału lepkosprężystego opisanego modelem Burgersa, przedstawiono na rysunku (Rys. 2-26).



Rys. 2-26. Próba pełzania z odciążeniem ciała Burgersa

Analiza wykresu $\varepsilon(t)$ pozwala zrozumieć poszczególne fazy pełzania materiału wg modelu Burgersa:

- **odcinek A-B:** w czasie t_0 przykładane jest obciążenie wywołujące naprężenie σ_0 , następuje natychmiastowa reakcja sprężyny E_1 w modelu (odkształcenie $\varepsilon_0 = \sigma_0/E_1$);
- **odcinek B-C:** w czasie od t_0 do t_1 obciążenie jest stałe w czasie, a w materiale zachodzi pełzanie, za ten etap procesu odpowiedzialne są połączone równolegle sprężyna E_2 i tłumik η_2 oraz tłumik η_1 ;
- **odcinek D-E:** w czasie t_1 znika obciążenie σ_0 i sprężyna E_1 wraca do pierwotnej pozycji (odkształcenie zmniejsza się o $\varepsilon_0 = \sigma/E_1$), zauważamy całkiem odwracalną fazę procesu,
- **Odcinek D-E:** w czasie między t_1 , a końcem pomiaru następuje powrót do pierwotnej postaci elementu składającego się ze sprężyny E_1 i tłumika η_2 (tłumik opóźnia powrót sprężyny E_2). Wykres przyjmuje kształt krzywoliniowy, natomiast odkształcenie tłumika η_1 pozostaje wciąż na poziomie z chwili t_1 ,
- **Punkt E:** obserwujemy powstanie odkształcenia trwałego tłumika η_1 i nieodprężonego do zera odkształcenia elementu Kelvina-Voigta (E_2 i η_2).

Po przeanalizowaniu dostępnych modeli reologicznych, zdecydowano się na zastosowanie dwóch z nich. Model Maxwella został przyjęty do opisu zjawiska relaksacji naprężeń w badaniu RT, a jego elementy pozwalają w sposób bezpośredni wyznaczyć czas relaksacji (t_r). w przypadku testu pełzania TCT zdecydowano się na wykorzystanie czteroelementowego modelu liniowo-lepkosprężystego Burgersa. Wybór tych modeli wynika z ich prostoty, związanej z niewielką liczbą parametrów wymagających wyznaczenia oraz z ich zdolności do dokładnego opisu zjawisk relaksacji i pełzania, które są kluczowe dla analizowanych materiałów. Procesy zachodzące w materiale, tj. pełzanie i relaksacja naprężeń, mogą odgrywać kluczową rolę w kontekście nawierzchni asfaltowych, np. jako czynniki redukujące spękania niskotemperaturowe. Cechy wytrzymałościowe mieszanek mineralno-asfaltowych, jako materiałów o właściwościach lepkosprężystych ze zdolnością do relaksacji naprężeń, mogą zrównoważyć naprężenia termiczne występujące w sezonie zimowym.

3. METODYKA BADAWCZA

3.1. Plan badań

Plan badań składa się z trzech części: dobór i badania materiałów wsadowych, projektowanie i podstawowe badania laboratoryjne mieszanek oraz zaawansowane badania mieszanek mineralno-asfaltowych AC AF 8 i SMA-MA 8.

Część 1: Badania materiałów wsadowych: w tej części skupiono się na sprawdzeniu materiałów wsadowych do projektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych:

- **Lepiszczka asfaltowe:** wykonano badania penetracji i temperatury mięknienia. Dodatkowo, przeprowadzono badania nawrotu sprężystego dla asfaltów modyfikowanych polimerami. Lepiszczka oceniano przed i po starzeniu RTFOT;
- **Kruszywa:** wykonano badania składu ziarnowego i gęstości;
- **Dodatki:** sprawdzono dodatki do mma na zgodność z deklaracjami właściwości użytkowych (DWU) dostarczonych przez producentów.

Część 2: Projekt i badania mieszanek mineralno-asfaltowych: na tym etapie skupiono się na projektowaniu i badaniach laboratoryjnych mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw przeciwspekaniowych / przeciwmęczeniowych. w tej części określono:

- skład ziarnowy mma,
- zawartość lepiszcza i dodatków,
- gęstość objętościową i zawartość wolnych przestrzeni,
- odporność na działanie wody ITSR,
- odporność na deformacje trwałe.

Efektom prac były Badania Typu, które pozwoliły na wyprodukowanie mma w warunkach przemysłowych.

Część 3: Badania zaawansowane: stanowią kluczową część pracy badawczej. Pozwalają na interpretację zachowania się analizowanych mieszanek mineralno-asfaltowych na różne obciążenia (od temperatury i od ruchu pojazdów). Wyniki tych badań mogą pomóc w dalszym doskonaleniu receptur mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych / przeciwspekaniowych. Blok badań zaawansowanych obejmował:

- **badania niskotemperaturowe,** pozwalające zrozumieć reakcję mieszanek mineralno-asfaltowych na oddziaływania niskiej temperatury,

- **badania zmęczeniowe**, służące do oceny zachowania się mieszanek poddanych długotrwałym obciążeniom cyklicznym,
- **badania modułu sztywności**, parametr niezbędny na etapie projektowania trwałych konstrukcji nawierzchni,
- **badania zagęszczalności**, służące do scharakteryzowania procesu zagęszczania w warunkach laboratoryjnych i na ich podstawie sformułowania wskazówek wykonawczych na budowie (aspekt wdrożeniowy),
- **badanie odporności na spękania**, pozwalające ocenić odporność mieszanek na pęknięcie i propagację pęknięć na skutek cyklicznych odkształceń (naprężeń) rozciągających.

3.2. Badania materiałów wsadowych

W tym etapie przeprowadzono badania niezbędne z punktu widzenia doboru i oceny parametrów jakościowych materiałów wsadowych tj. kruszywa grubego, kruszywa drobnego, wypełniacza, dodatków i lepiszczy asfaltowych. Uzyskane wyniki pozwoliły na odpowiedni procentowy dobór materiałów do projektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.

Materiał mineralny

Informacje o frakcjach, rodzaju i pochodzeniu materiału mineralnego, użytego do projektu mieszanek mineralnych, zestawiono w tabeli poniżej (Tab. 3-1). Poszczególne analizy sitowe oznaczone w laboratorium Eurovia Polska S.A., które następnie zostały zastosowane do opracowania składów mieszanek mineralno-asfaltowych, przedstawiono w tabeli (Tab. 3-2).

Tab. 3-1. Zestawienie kruszyw do mieszanki mineralnej

	AC AF 8	SMA-MA 8
Frakcja kruszywa	Pochodzenie	Pochodzenie
KG # 5/8 mm	Bazalt – Kopalnia Księginki	Bazalt – Kopalnia Księginki
KG # 2/5 mm	Bazalt – Kopalnia Księginki	-
KD # 0/2 mm	Bazalt – Kopalnia Księginki	Amfibolit – Kopalnia Ogorzelec
KD # 0/2 mm polodowcowe naturalne	Snake Czarne Błoto	-
Mączka wapienna	Mowap – Lafarge Barcin	Mowap – Lafarge Barcin

Tab. 3-2. Analizy sitowe kruszyw

Sito #, mm	Bazalt 5/8 mm % (m/m)	Bazalt 2/5 mm % (m/m)	Bazalt 0/2 mm % (m/m)	Piasek naturalny 0/2 mm % (m/m)	Amfibolit 0/2 mm % (m/m)	Mączka wapienna % (m/m)
11,2	0,3	4,9				
8	6,4					
5,6	78,5					
4	11,3					
2	1,6	55,8	9,1	6,7	15,0	
1	0,7	3,3	31,5	6,5	32,1	
0,5	0,3	0,7	22,1	18,0	18,6	
0,25	0,1	0,3	12,4	35,4	10,7	
0,125	0,1	0,1	7,2	24,3	6, 5	8,3
0,063	0,1	0,1	4,4	6,1	4,2	20,6
0,000	0	0,5	13,4	3,0	12, 5	70,7
Gęstość objętościowa ziaren ρ_a [Mg/m ³]	3,16	3,13	3,10	2,67	2,95	2,71

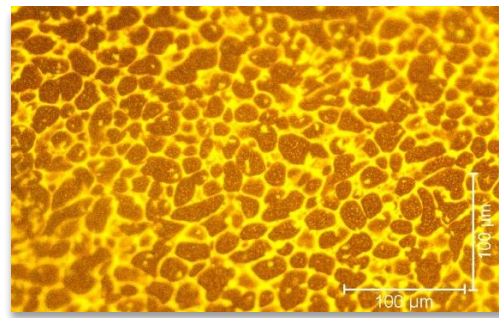
Jako kryterium akceptacji kruszyw do dalszego projektu mieszanki mineralno-asfaltowej przyjęto wymagania techniczne stawiane kruszywom do warstw ścieralnych na ruch KR 5-7 wg WT-1 [315], które stanowią najwyższe wymagania w kontekście jakości materiału mineralnego. Pozyskane kruszywo spełniało wymogi dokumentu odniesienia (WT-1) oraz było zgodne z parametrami deklarowanym przez producenta w DWU (deklaracja właściwości użytkowych).

Lepiszczce asfaltowe

Do wykonania mieszanek mineralno-asfaltowych użyto asfaltu drogowego 50/70 (producent Orlen) oraz asfaltu wysokomodyfikowanego PmB 65/105-80 (producent Eurovia Polska S.A., zakład w Strykowie). w projekcie zdecydowano się na użycie lepiszcza zawierającego ponad 7% m/m polimeru blokowego SBS. Tak wysoka modyfikacja sprawia, że w lepiszczu dochodzi do odwrócenia faz asfalt-polimer. Efekt ten przedstawiono na zdjęciach z mikroskopu fluorescencyjnego z lampą UV (Rys. 3.1.)



Asfalt modyfikowany – ciągła matryca
asfaltowa



Asfalt HiMA – ciągła matryca
polimerowa

Rys. 3-1. Zdjęcia mikroskopowe asfaltu modyfikowanego i wysokomodyfikowanego, wg PN-EN 13632 [124]

Przewaga objętościowa sieci polimerowej i jej fizyczna ciągłość powoduje, że polimer staje się substancją determinującą właściwości lepiszcza. Jedną z głównych cech lepiszcza HiMA (ang. highly modified asphalt) jest polepszenie jego odkształcalności i sprężystości przy rozciąganiu, co przekłada się na właściwości mma, m.in.: wytrzymałość zmęczeniową, odporność na pękanie, odporność na deformacje trwałe itp. Te elementy stanowiły uzasadnienie użycia asfaltu wysokomodyfikowanego w mieszankach przeciwspekaniowych/ przeciwnzmęczeniowych. Podstawowe właściwości lepiszczy przewidzianych do badanych mieszanek z uwzględnieniem wartości przed i po starzeniu podano w tabeli (Tab. 3-3).

Tab. 3-3. Podstawowe właściwości lepiszcz asfaltowych

Rodzaj lepiszcza	Rodzaj badania	Metoda badania	Jednostka	Wartość przed starzeniem	Wartość po starzeniu
50/70	Penetracja w 25°C m=100 g t=5 s	PN-EN 1426:2015-08 (N5)	0,1 mm	60	49
	Temperatura mięknięcia, w wodzie	PN-EN 1427:2015-08 (N6)	°C	47	55
PmB 65/105-80	Penetracja w 25°C m=100 g t=5 s	PN-EN 1426:2015-08 (N5)	0,1 mm	87	48
	Temperatura mięknięcia, w wodzie	PN-EN 1427:2015-08 (N6)	°C	91	94
	Nawrót sprężysty T=25°C 50 mm/min	PN-EN 13398:2017-12 (N7)	%	98	91

Badane asfalty spełniły wymogi normy PN-EN 12591:2010 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Wymagania dla asfaltów drogowych” (N8) oraz normy PN-EN 14023:2011/Ap2:2020 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Zasady klasyfikacji asfaltów modyfikowanych polimerami” (N9). Właściwości były również zgodne z deklaracjami właściwości użytkowych dostarczonych przez producentów.

Dodatki

W odniesieniu do całej mieszanki mineralno-asfaltowej dodatki stanowią niewielki procent składu, ale ich obecność wpływa na parametry gotowej mieszanki. w związku z szacowaną dużą zawartością lepiszcza asfaltowego (ponad 7%) zarówno w mieszance AC AF jak i SMA-MA zastosowano stabilizator Viatop 80 Premium (0.6% w stosunku do mma), który poprawia parametr spływności asfaltu. Dodano również środek powierzchniowo aktywny Wetfix BE (0.3% w stosunku do asfaltu), który poprawia właściwości adhezyjne lepiszcza (zwiększa przyczepność asfaltu do kruszywa), co wpływa na poprawę odporności mieszanki na wodę i mróz.

Pierwszy etap badań zakończył się doбором składników mineralnych pod względem ich właściwości oraz wstępnym oszacowaniem ich udziałów procentowych w mieszance mineralno-asfaltowej. Ponadto dokonano doboru rodzaju i wstępnej zawartości lepiszcza asfaltowego oraz dodatków.

3.3. Projekt i badania mieszanek mineralno-asfaltowych (AC AF, SMA-MA)

Przy projektowaniu konstrukcji nawierzchni z zastosowaniem warstw pełniących funkcje przeciwmęczeniowe i przeciwspekaniowe istotnym jest dobór podstawowych składników mieszanki mineralno-asfaltowej, tak aby była ona zdolna do redukcji naprężeń i odkształceń w spodzie warstw asfaltowych, a w przypadku konstrukcji półsztywnych również opóźnienia występowania spękań odbitych. Aby wykonana warstwa pośrednia działała jak membrana odpowiednio odkształcalna, zdolna do absorbowania i rozpraszania naprężeń, powinna charakteryzować się jak najniższą zawartością wolnych przestrzeni (ok. 1-2%), dużą zawartością lepiszcza (w ujęciu objętościowym), drobnym uziarnieniem, odpowiednią grubością (ok. 20-30 mm) i bardzo dużą odpornością na zmęczenie i rozciąganie w szerokim zakresie temperatur. Warunki te spełniają drobnoziarniste mieszanki mineralno-asfaltowe na bazie asfaltu wysokomodyfikowanego (polimerami lub miałem gumowym) stosowane dotychczas do warstw przeciwmęczeniowych. Przykładem może być AC AF (AF – Anti-Fatigue), tj. beton asfaltowy do warstw przeciwmęczeniowych – charakteryzujący się niską zawartością wolnych przestrzeni i składający się głównie z kruszywa drobnego (do 5 lub 8 mm), wypełniacza (10-15%) oraz dużej ilości lepiszcza (8-15%) o zwiększonej elastyczności oraz zwiększonym zakresie plastyczności. Niestandardowym materiałem w tego typu zastosowaniach mogą być również mieszanki mineralno-asfaltowe SMA-MA o rozbudowanym szkielecie mineralnym, dzięki dominującemu udziałowi frakcji grysowej (ok. 70%) i znacznemu udziałowi lepiszcza efektywnego, który stanowi mieszanina kruszywa wypełniającego z asfaltem, czyli mastyks. Mieszanki te wykazują wysoką trwałość zmęczeniową oraz odporność na spękania niskotemperaturowe.

Dokument techniczny WT-2:2014 [143] zawiera wymagania do projektowania typowych mieszanek mineralno-asfaltowych. w przypadku mieszanek o specjalnym przeznaczeniu dopuszcza się projektowanie indywidualne, które powinno uwzględniać warunki pracy nawierzchni oraz przeciwdziałać powstawaniu i ograniczać rozwój uszkodzeń w przewidywanym okresie eksploatacji materiału nawierzchni (np. deformacje lepko-plastyczne, spękania zmęczeniowe, spękania niskotemperaturowe). Zakres zastosowanych metod projektowania i badań laboratoryjnych powinien być właściwie dobrany i odpowiedni do przeznaczenia projektowanej mieszanki. Dla mieszanek nietypowych zaleca się również zwrócenie uwagi na ich właściwości

funkcjonalne. Mając powyższe na uwadze następujące wymagania stanowiły punkt wyjścia do procesu projektowania materiału badawczego:

- możliwość użycia powszechnie dostępnych kruszyw i lepiszcza asfaltowego,
- możliwość produkcji i układania w typowych temperaturach technologicznych,
- możliwość produkcji w tradycyjnych wytwórniach mieszanek,
- możliwość wbudowania z wykorzystaniem klasycznych rozkładarek,
- odporność mieszanki na wodę i mróz,
- odporność mieszanki na deformacje trwałe,
- odporność mieszanki na zmęczenie,
- wysoka kohezja kompozytu mineralno-asfaltowego,
- odporność mieszanki na spękania w niskich temperaturach,
- urabialność i podatność do wbudowania (zagęszczalność).

Na podstawie wyżej wymienionych założeń oraz wiedzy o materiałach wsadowych zaprojektowano optymalne składy mieszanki typu betonowego AC AF i mieszanki mastyksowo-grysowej o zwiększonej zawartości mastyksu SMA-MA, które różnicowano ze względu na rodzaj lepiszcza. Przyjęte oznakowanie poszczególnych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tabeli (Tab. 3-4).

Tab. 3-4. Zestawienie zaprojektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Rodzaj mieszanki	Uziarnienie	Rodzaj zastosowanego lepiszcza	Przyjęte oznaczenie	Oznaczenia pomocnicze
AC AF	8 mm	50/70	AC AF 8 50/70	A
AC AF	8 mm	PmB 65/105-80	AC AF 8 PmB 65/105-80	B
SMA-MA	8 mm	50/70	SMA-MA 8 50/70	C
SMA-MA	8 mm	PmB 65/105-80	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	D

3.3.1. Mieszanki mineralno-asfaltowe typu betonowego przeznaczone do badań

AC AF 8 50/70

Mieszanka mineralno-asfaltowa typu beton asfaltowy AC AF to mieszanka drobnoziarnista o ciągłym uziarnieniu i maksymalnym wymiarze ziarna do 8 mm. Jako lepiszcze zastosowano asfalt drogowy 50/70. Na etapie projektowania przyjęto wysoki wskaźnik zawartości lepiszcza ($k = 5,29$) w połączeniu z dużą zawartością frakcji wypełniacza (9,9%). Wartość wskaźnika wyznacza się ze wzoru (3.1).

$$k = \frac{100 \cdot B}{\alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma}} \quad (3.1)$$

gdzie:

- B – zawartość lepiszcza całkowitego w stosunku do mma [%],
- α – wskaźnik zależny od gęstości kruszywa,
- Σ – powierzchnia właściwa kruszywa wyrażona w m² na kilogram,
- k – wskaźnik wypełnienia.

Podstawowym zadaniem tego typu mieszanek w konstrukcji nawierzchni jest zapewnienie wysokiej odporności na zmęczenie (funkcja przeciwmęczeniowa). Dodatkowo mogą pełnić funkcję przeciwspekaniową zapobiegając propagacji spękań odbitych do warstw asfaltowych z podbudów na bazie materiałów ulepszonych spoiwem hydraulicznym (chudy beton, nawierzchnie betonowe). Cechą charakterystyczną mieszanki jest zdolność do rozpraszania naprężeń powstałych w nawierzchni, szczelność oraz wysoka kohezja mastyksu, wpływająca na odporność na deformacje trwałe. Mieszanka w warstwach rozpraszających naprężenia (przeciwspekaniowych) układana jest w warstwie o grubości 20-40 mm. Przekrój przez mieszankę przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-2).



Rys. 3-2. Przekrój przez mieszankę AC AF 50/70

AC AF 8 PMB 65/105-80

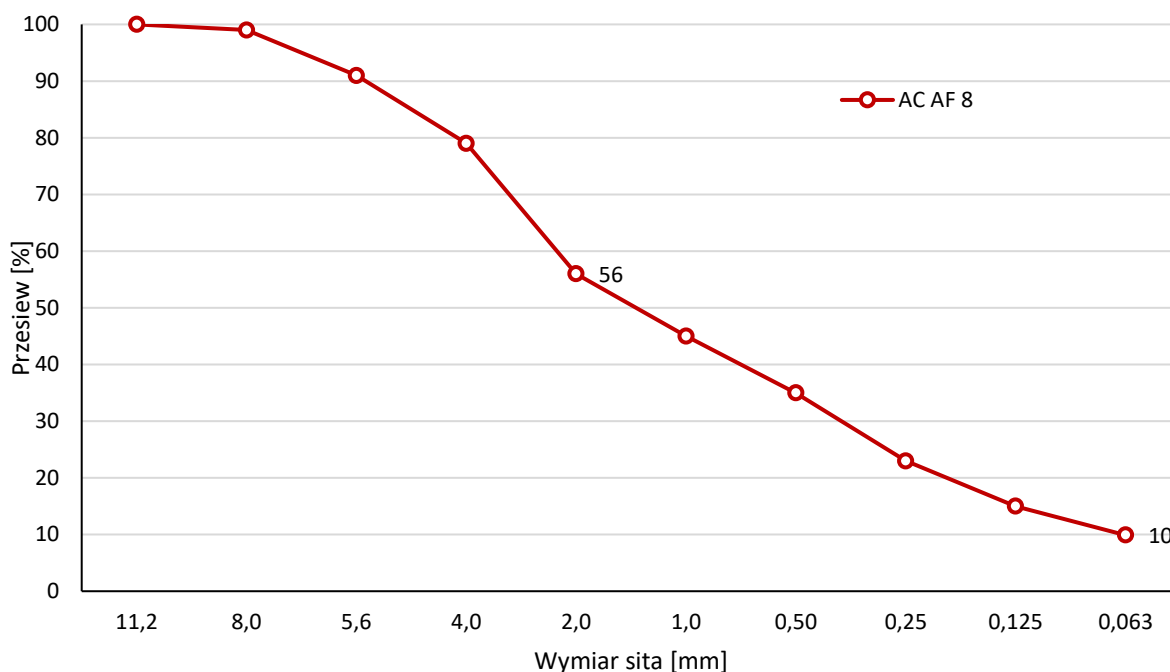
Druga z mieszanek to również beton asfaltowy do warstw przeciwmęczeniowych AC AF, ale z udziałem asfaltu modyfikowanego polimerami. Krzywa uziarnienia jest identyczna jak w przypadku AC AF z asfaltem 50/70. Użyto asfaltu

wysokomodyfikowanego HiMA (ang. Highly Modified Asphalt). Wpływa on na cechy mieszanki mineralno-asfaltowej, tj. poprawę odporności na koleinowanie, wzrost odporności na pękanie, a z punktu widzenia pracy konstrukcji zwiększa odporność na zmęczenie.

Wybrane parametry mieszanek typu betonowego przedstawiono w tabeli (Tab. 3-5), krzywą uziarnienia przedstawiono na wykresie (Rys. 3-3).

Tab. 3-5. Wybrane parametry mieszanek typu betonowego

Rodzaj badania/właściwość	Metoda	Jednostka	Rodzaje mma	
			AC AF 8 50/70	AC AF 8 PmB
Zawartość lepiszcza całkowitego B (m/m)	-	%	7.8	7.9
Zawartość lepiszcza całkowitego B _v (vol/vol)	-	%	17.9	18.8
Gęstość MMA ρ (2 x 50 uderzeń)	PN-EN 12697-5 1 (N10)	Mg/m ³	2.500	2.523
Gęstość objętościowa MMA ρ_b (2 x 50 uderzeń)	PN-EN 12697-6 (N11)	Mg/m ³	2.459	2.475
Zawartość wolnych przestrzeni V	PN-EN 12697-8 (N1)	%	1.7	1.9
Odporność na działanie wody ITSR	PN-EN 12697-12 (N3)	%	98	97
Odporność na def. trwałe PRD_{AIR} (metoda B w powietrzu, 45°C, 10000 cykli)	PN-EN 12697-22 (N2)	%	4.8	4.5
Odporność na def. trwałe WTS_{AIR} (metoda B w powietrzu, 45°C, 10000 cykli)	PN-EN 12697-22 (N2)	mm/10 ³ cykl	0.02	0.03



Rys. 3-3. Krzywa uziarnienia mieszanki typu betonowego

3.3.2. Mieszanki mastyksowo-grysowe o zwiększonej zawartości mastyksu przeznaczone do badań

SMA-MA 8 50/70

Kolejną mieszankę mineralno-asfaltową stanowiła mieszanka mastyksowo-grysowa o zwiększonej zawartości mastyksu SMA-MA, w której wymiar największego ziarna wynosi 8 mm. Jako lepiszcze zastosowano asfalt drogowy 50/70. Mieszanka SMA-MA charakteryzuje się wyraźną nieciągłością uziarnienia w zakresie frakcji 2/5 mm oraz podwyższoną zawartością frakcji wypełniaczowej. Skład mastyksu i jego zawartość odgrywa kluczową rolę w mieszankach typu SMA MA i jest czynnikiem odróżniającym te mieszanki od tradycyjnych mieszanek SMA. Dobór poszczególnych frakcji kruszywa (w tym frakcji wypełniaczowej) w połączeniu z lepiszczem muszą zapewnić odpowiednią odporność mieszanki na deformacje trwałe. Umożliwia to duży kąt tarcia wewnętrznego (wpływ frakcji grysowych) oraz kohezja mastyksu. Zwiększona zawartość mastyksu w mieszance zapewnia jej szczelność oraz odporność na zmęczenie.

SMA-MA 8 PMB 65/105-80 HiMA

W badaniach wykorzystano również mieszankę SMA-MA o uziarnieniu do 8 mm z udziałem asfaltu wysokomodyfikowanego polimerami, typu HiMA: PMB 65/105-80. Krzywa uziarnienia jest identyczna jak w przypadku SMA-MA 8 z asfaltem 50/70.

w stosunku do mieszanek z pozostałymi lepiszczami, SMA-MA z asfaltem PMB 65/105-80 wykazuje wysoką odporność na pęknięcia na skutek skurczu termicznego zachodzącego w niskiej temperaturze. Przekrój przez mieszankę przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-4).



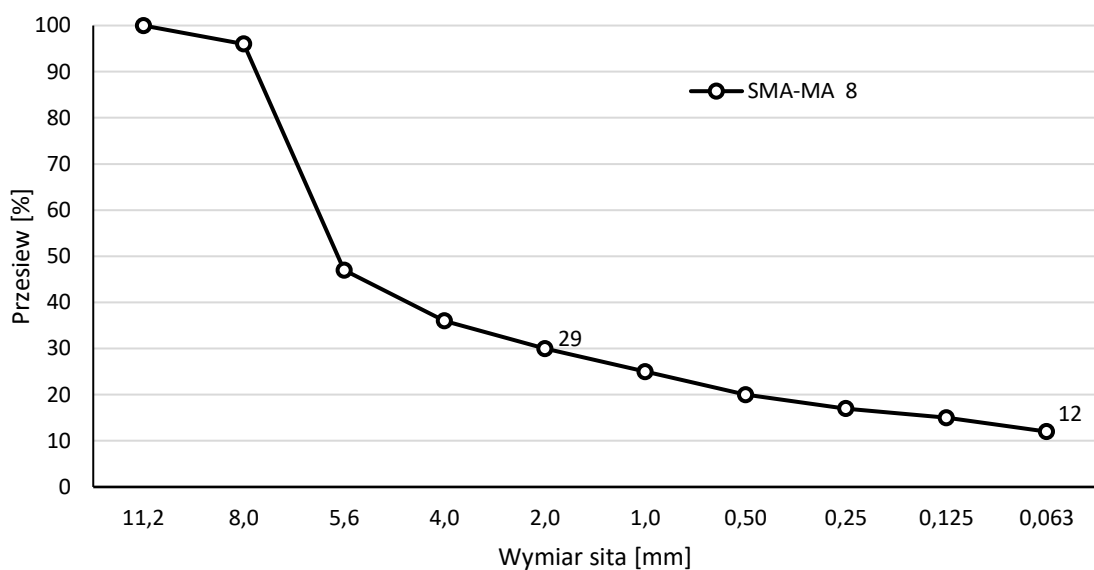
Rys. 3-4. Przekrój przez mieszankę SMA-MA PMB 65/105-80

Wybrane parametry mieszanek typu betonowego przedstawiono w tabeli (Tab. 3-6), krzywą uziarnienia przedstawiono na wykresie (Rys. 3-5).

Tab. 3-6. Wybrane parametry mieszanek typu SMA-MA

Rodzaj badania/właściwość	Metoda	Jednostka	Rodzaje mma	
			SMA-MA 50/70	SMA-MA PmB
Zawartość lepiszcza całkowitego B	-	%	9.1	9.2
Zawartość lepiszcza całkowitego Bv (vol/vol)	-	%	22.3	22.5
Gęstość MMA ρ_{mh}	PN-EN 12697-5 1 (N10)	Mg/m ³	2.504	2.541
Gęstość objętościowa MMA ρ_b (2x50 uderzeń)	PN-EN 12697-6 (N11)	Mg/m ³	2.478	2.517
Zawartość wolnych przestrzeni V (2x50 uderzeń)	PN-EN 12697-8 (N1)	%	1.0	0.9
Gęstość objętościowa MMA ρ_b (2x35 uderzeń)	PN-EN 12697-6 (N11)	Mg/m ³	2.469	2.511
Zawartość wolnych przestrzeni V (2x35 uderzeń)	PN-EN 12697-8 (N1)	%	1.4	1.2
Odporność na działanie wody ITSR	PN-EN 12697-12 (N7)	%	98	98

Rodzaj badania/właściwość	Metoda	Jednostka	Rodzaje mma	
			SMA-MA 50/70	SMA-MA PmB
Odporność na def. trwałe PRD_{AIR} (metoda B w powietrzu, 45°C, 10000 cykli)	PN-EN 12697-22 (N2)	%	6.1	5.7
Odporność na def. trwałe WTS_{AIR} (metoda B w powietrzu, 45°C, 10000 cykli)	PN-EN 12697-22 (N2)	mm/10 ³ cykl	0.11	0.10



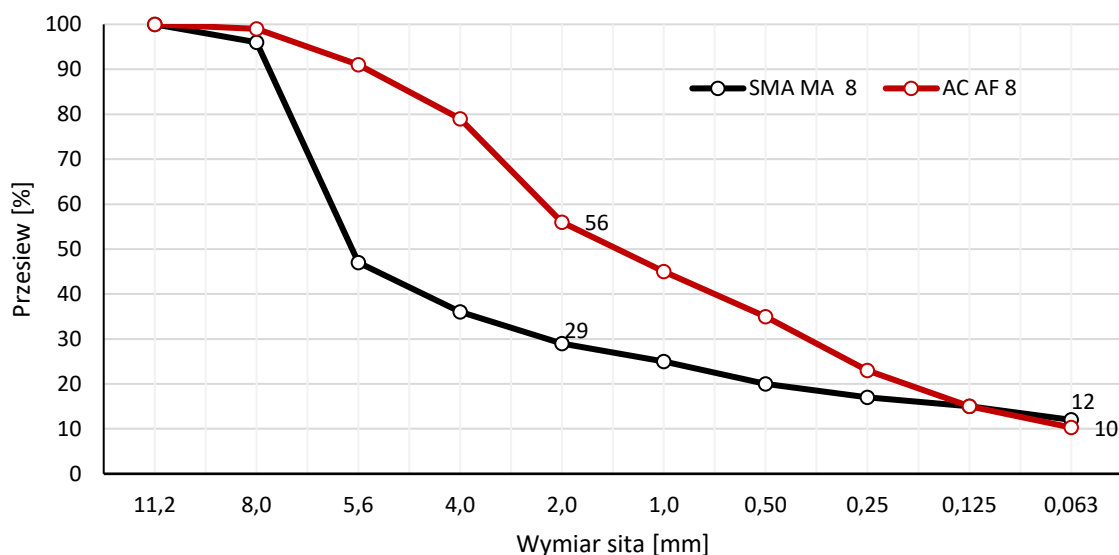
Rys. 3-5. Krzywa uziarnienia mieszanki typu SMA-MA

3.3.3. Porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA

Zestawienie podstawowych informacji o mieszankach mineralno-asfaltowych przedstawiono w tabeli (Tab. 3-7). Porównanie krzywych uziarnienia na wykresie (Rys. 3 - 6)

Tab. 3-7. Podstawowe informacje o mma

Rodzaj mieszanki	Uziarnienie [%]		Wypełniacz [%]	Lepiszczce [%]	Wskaźnik wypełnienia K	$VMA^{1)}$ [%]	$VFB^{1)}$ [%]
	> 2.0 mm	< 2.0 mm					
AC AF 8 50/70	44	56	10	7.8	5.29	21.0	89.1
AC AF 8 PmB 65/105-80	42	58	10	7.9	5.31	20.9	90.9
SMA-MA 8 50/70	71	29	11	9.1	5.57	21.2	95.3
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	71	29	12	9.2	6.39	23.4	96.0
¹⁾ VMA i VFB oznaczane przy 2x50 uderzeń w prasie Marshalla							



Rys. 3-6. Krzywe uziarnienia mieszanek SMA-MA 8 i AC AF 8

Etap projektowania mieszanek zakończył się wystawieniem Badań Typu oraz towarzyszących im dokumentów jakościowym (DWU i CE) w celu zatwierdzenia i dopuszczenia recept roboczych do produkcji.

3.4. Przygotowanie mieszanek w warunkach przemysłowych

Na podstawie Badania Typu nr 01/308 dla mieszanki AC AF 8 oraz BT nr 69/226 dla mieszanki SMA-MA 8 przygotowano odpowiednie recepty robocze. Recepta robocza jest niezbędna w Wytwórni Mas Bitumicznych (WMB) dla prawidłowego wyprodukowania odpowiedniej ilości zaprojektowanej mma. Uwzględnia ona ilościowe przeliczenie poszczególnych składników na wielkość zarobu w zależności od zestawu sit sortownika. Wymagane mieszanki zostały wyprodukowane w WMB w Toruniu. Do tego celu użyto maszyny typu Ammann o produkcji cyklicznej i wydajności 240 t/h. Zakład produkcyjny przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-7). Najważniejsze parametry produkcji zestawiono w tabeli (Tab. 3-8).



Rys. 3-7. Wytwórnia mieszanek mineralno-asfaltowych Ammann 240 (źródło: Eurovia Polska S.A.)

Tab. 3-8. Parametry produkcji mma

Parametr	Jednostka	Wartość
Temperatura kruszywa	[°C]	180 – 200
Temperatura asfaltu w zbiorniku	[°C]	170
Temperatura mieszania	[°C]	160
Czas mieszania na sucho	[s]	8
Czas mieszania na mokro	[s]	24

Wdrożony w wytwórni systemem Zakładowej Kontroli Produkcji zapewnił najwyższy standard produkcyjny i jakość zgodną z założeniami laboratoryjnymi. w celu zabezpieczenia odpowiedniej ilości jednorodnego materiału badawczego przygotowano plan poboru próbek. Łącznie pobrano ok. 150 kg każdej z badanych mieszanek uwzględniając rezerwę na ewentualne badania poprawkowe lub dodatkowe. Materiał pobrano zgodnie z normą PN-EN 12697-27 (N12) każdorazowo z 3-ego auta, co wskazuje na przedział od 50 do 75 tony produkcyjnej.

3.5. Badania zaawansowane mieszanek mineralno-asfaltowych

3.5.1. Badania niskotemperaturowe wg PN-EN 12697-46:2020-07

Przygotowanie próbek

Etap formowania próbek do badań wykonano w warunkach laboratoryjnych. w tym celu rozgrzano wcześniej pobrane mieszanki mineralno-asfaltowe w stanie luźnym. Czas kondycjonowania wynosił 4h w temperaturze 145°C. Następnie na podstawie gęstości objętościowej wyznaczonej z próbek Marshalla oraz znajomości wymiarów formy (305x305x100 mm), obliczono wymaganą masę mma potrzebną do uformowania płyt. Zgodnie z normą PN-EN 12697-33 (N13) odpowiednią ilość mma umieszczono w rozgrzanej formie. Następnie przystąpiono do zagęszczania w zagęszczarce walcowej przedstawionej na zdjęciu (Rys. 3-8).



Rys. 3-8. Zagęszczarka płytowa (źródło: Eurovia Polska S.A.)

Zagęszczarka płytowa symuluje proces zagęszczania przez walce w warunkach budowy. Po zakończeniu procesu zagęszczania zaznaczono kierunek pracy płyt i zostawiono próbkę do ostygnięcia w temperaturze pokojowej (nie większej niż 25°C), na płaskim podłożu. Próbkę w takich warunkach kondycjonowano przez co najmniej 2 doby. Wykonano po 4 płyty dla każdej mieszanki. Tak przygotowane płyty pocięto na

próbki badawcze o wymiarach 40x40x200 mm zgodnie z normą PN-EN 12697- 46 (N14). Cięciu poddano wszystkie płaszczyzny próbki, aby uzyskać jednorodny przekrój. Etap uzyskania próbek analitycznych przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-9).



Rys. 3-9. Widok zagęszczonej płyty i podział na próbki analityczne

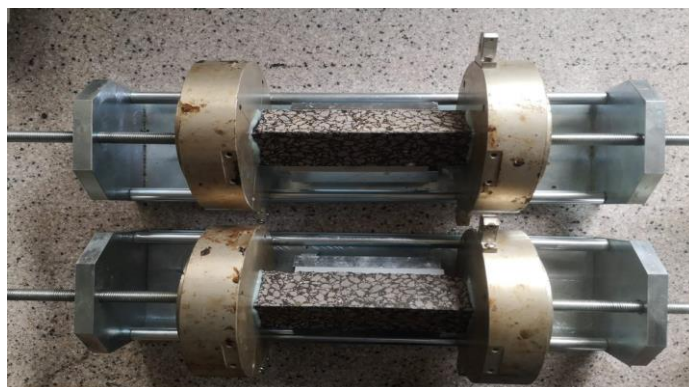
Pocięte próbki zostały sprawdzone pod kątem wymiarów geometrycznych. w tym celu dokonano po trzy pomiary wysokości i szerokości w różnych miejscach próbki jak również dwukrotnie zmierzono długość próbki. Wszystkie pomiary geometryczne wykonano z dokładnością podaną w tabeli (Tab. 3-9).

Tab. 3-9. Dokładność wymiarów próbek prostopadłościennych

Wymiar	Jednostka	Maksymalny rozmiar kruszywa D < 11.2 mm
Szerokość	mm	40 ± 2
Wysokość	mm	40 ± 2
Długość	mm	200 ± 2

Kolejny etap przygotowania próbek do badań obejmował montaż próbek analitycznych. Próbki przyklejono między dwie aluminiowe płyty montażowe (adaptory). Istotnym elementem był dobór kleju montażowego. w tym przypadku klejenie wykonano dwuskładnikowym klejem epoksydowym, którego wytrzymałość na rozciąganie po utwardzeniu wynosi 32 MPa zgodnie z kartą techniczną producenta. Niedbale przymocowane próbki pękają na połączeniu materiału z płytą co dyskwalifikuje wynik badania. Aby uniknąć błędów na tym etapie należy zadbać o odpowiednie przygotowanie powierzchni do klejenia. Powierzchnie płyt aluminiowych, do których przyklejane są próbki, należy mechanicznie oczyścić

z resztek kleju, brudu i tłuszczu. Oczyszczeniu podlegają również powierzchnie cięte próbek badawczych. Na tak przygotowaną powierzchnię nakładano z naddatkiem klej, a próbkę umieszczano w aparacie montażowym, który za pomocą zacisku umożliwia utworzenie centrycznego połączenia pomiędzy badaną próbką a dwoma adapterami, co przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-10). Próbki pozostawiono do wyschnięcia na co najmniej 24 godziny w temperaturze pokojowej.

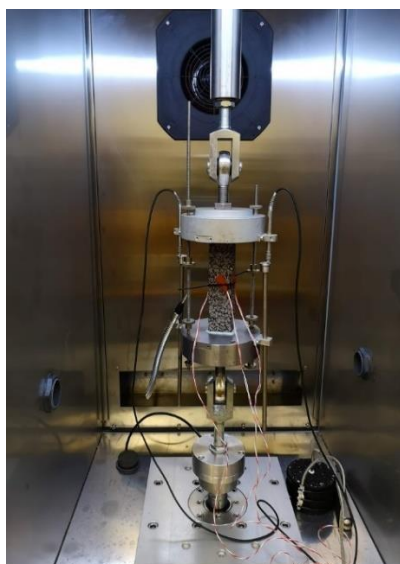


Rys. 3-10. Półka badawcza w aparacie montażowym

Tak przygotowane próbki montowano w urządzeniu badawczym poprzez połączenie adapterów z centralnym układem hydraulicznym za pomocą dwóch zawieszek przegubowych. w zależności od rodzaju badania próbkę kondycjonowano w komorze klimatycznej urządzenia do temperatury badania T (lub w przypadku TSRST, do temperatury początkowej $T_0 = 20^{\circ}\text{C}$) bez przyłożonego obciążenia. Kondycjonowanie bezpośrednio w komorze jednostki badawczej eliminuje wszelkie zmiany temperatury próbki podczas przenoszenia jej między różnymi środowiskami. Automatyka urządzenia pozwalała również na niwelowanie odkształcenia termicznego podczas kondycjonowania.

Aparatura badawcza

Do badań wykorzystano serwohydrauliczne urządzenie DTS-30 firmy PAVETEST przedstawione na zdjęciu (Rys. 3-11).

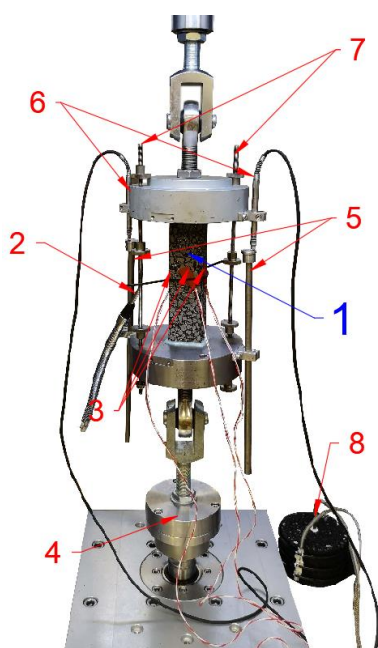


Rys. 3-11. Stanowisko badawcze DST-30

System ten pozwala na pracę pod dynamicznymi obciążeniami rozciągającymi i ściskającymi i jest przystosowany do badania różnych materiałów, tj. mieszanek mineralno-asfaltowych, kruszywa, gruntu, materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi, czy tworzyw sztucznych [316]. Podstawowe parametry systemu badawczego DST-30 przedstawiono poniżej:

- rama urządzenia o nośności 150 kN,
- siłownik hydrauliczny o sile 30 kN i skoku 100 mm,
- częstotliwość pracy do 100 Hz,
- zakres pomiaru odkształcenia próbki od $\pm 2,5$ do $\pm 0,5 \mu\text{m}$,
- komora termostaticzna umożliwiająca chłodzenie z prędkością 10°C/h w całym zakresie dostępnych temperatur ($-40^\circ\text{C} \div 80^\circ\text{C}$),
- zestaw czujników, tj. temperatury, przemieszczenia, siły itp.,
- sprzęt rejestrujący składający się z modułu interfejsu cyfrowego podłączonego do komputera, monitorujący i zapisujący sygnały elektryczne z przetworników obciążenia i odkształcenia,
- oprogramowanie komputerowe TestLab.

Schemat urządzenia badawczego z zaznaczonymi najważniejszymi elementami przedstawiono na rysunku (Rys. 3-12).



1. Próbką badawczą
2. Czujnik temperatury komory klimatycznej
3. Napróbkowe czujniki temperatury
4. Czujnik siły
5. Pręty inwarowe
6. Czujniki LDTV
7. Pręty zabezpieczające przed uszkodzeniem komory
8. Próbką ślepa z czujnikami temperatury

Rys. 3-12. Schemat aparatury pomiarowej
(autor: B. Budziński)

Opis metod badawczych

Ocenę mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw przeciwspekaniowych/przeciwzmęczeniowych przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12697-46:2020-07 (N14). Norma zakłada badania jednoosiowego rozciągania w celu scharakteryzowania odporności mieszanek asfaltowych na pękanie w niskiej temperaturze. Uzyskane wyniki z prób pozwoliły na określenie:

- minimalnej temperatury, jaką mieszanka może wytrzymać przed zniszczeniem w wyniku skurczu termicznego (TSRST),
- wytrzymałości na rozciąganie w określonej temperaturze metodą jednoosiowego rozciągania (UTST),
- bezpośredniego czasu relaksacji za pomocą testu relaksacji (RT),
- krzywej pełzania do obliczenia parametrów reologicznych przy użyciu testu pełzania przy rozciąganiu (TCT),
- pośredniego czasu relaksacji przy wykorzystaniu krzywej pełzania (TCT).

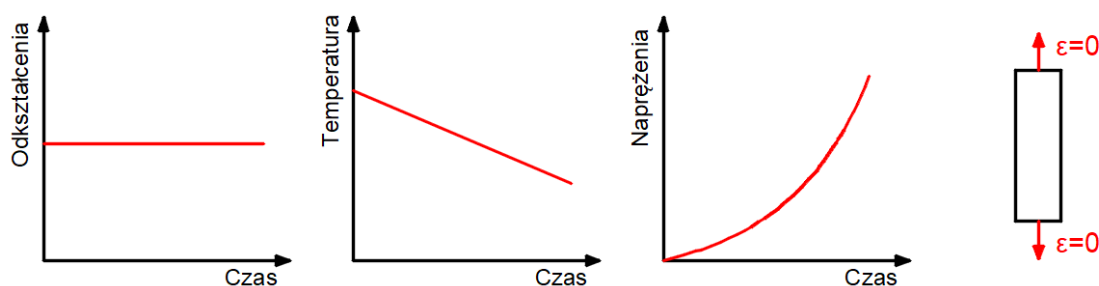
3.5.1.1. Badanie naprężeń termicznych w próbce usztywnionej (TSRST)

Badanie TSRST (Thermal Stress Restrained Specimen Tensile Strength) przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12697-46:2020-07 (N14). Procedurę badawczą rozpoczęto w temperaturze 20°C, po uprzednim kondycjonowaniu próbki. Następnie próbkę stopniowo ochładzano przy zachowaniu gradientu 10°C/h. Prędkość spadku temperatury ma kluczowe znaczenie dla uzyskiwanych wyników badania [270, 317]. Aparatura badawcza umożliwia zablokowanie możliwości odkształcenia się próbki wskutek skurczu termicznego (odkształcenia równe 0). w czasie obniżania temperatury, w próbce rosną naprężenia, a próbka ulega skurczowi termicznemu, który mierzony jest za pomocą czujników przemieszczeń. Wzrost naprężeń termicznych obserwuje się do momentu przekroczenia wytrzymałości materiału (pęknięcie próbki). Dla każdej mieszanki zbadano normowo trzy próbki. Zniszczenie próbki przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-13).



Rys. 3-13. Zniszczenie próbki w badaniu TSRST

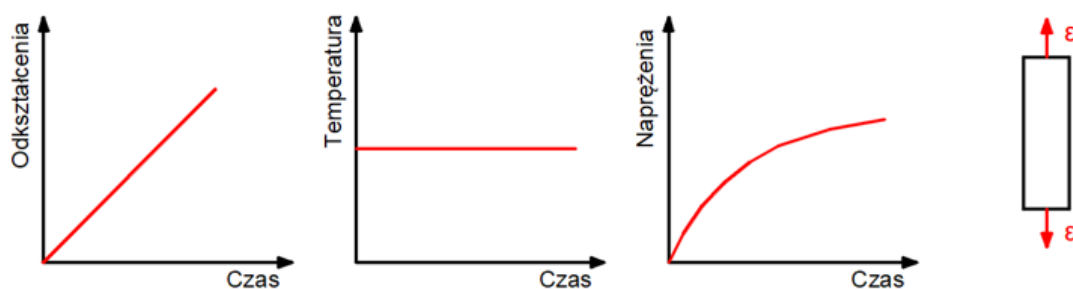
W trakcie badania rejestruje się zmiany (przyrosty) wartości naprężeń w czasie, minimalną temperaturę ($T_{failure}$) oraz naprężenia termiczne przy zniszczeniu ($\sigma_{cry, failure}$). Warunki badania przedstawiono na rysunku (Rys. 3-14).



Rys. 3-14. Warunki badania TSRST (N14)

3.5.1.2. Badanie wytrzymałości na jednoosiowe rozciąganie (UTST)

W badaniu naprężenia przy jednoosiowym rozciąganiu (UTST, z ang. Uniaxial Tension Stress Test) próbkę rozciągano ze stałą szybkością odkształcania w stałej temperaturze aż do zniszczenia. Stała szybkość odkształcania wynosiła $d\epsilon = 0,625 \pm 0,025\%/min$. Wyniki UTST to maksymalne naprężenie σ_{max} (wytrzymałość na rozciąganie) i odpowiadające mu odkształcenie niszczące (ϵ_{max}) przy rozciąganiu w temperaturze badania. Dla materiału sztywnego w niskich temperaturach oba parametry przyrastają w sposób liniowy. Określenie maksymalnego odkształcenia i naprężenia w badaniu UTST posłużyło do przyjęcia parametrów wejściowych w badaniach TCT i RT. Cztery mieszanki badano w trzech temperaturach badawczych ($-10^{\circ}C$, $-15^{\circ}C$ i $-20^{\circ}C$). Dla każdej mieszanki i warunków badania zbadano normowo trzy próbki. Warunki badania przedstawiono na rysunku (Rys. 3-15).



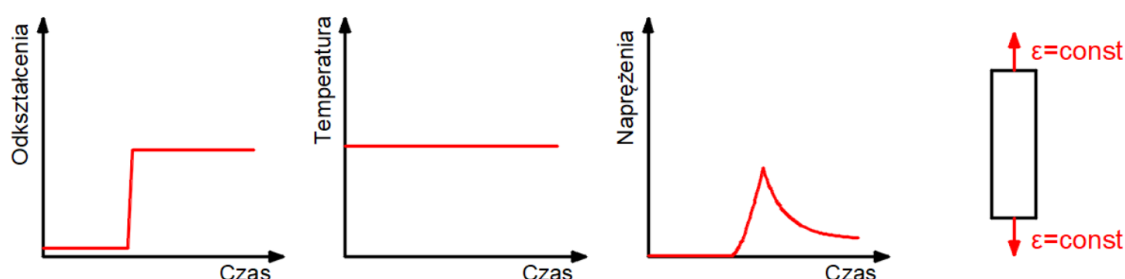
Rys. 3-15. Warunki badania UTST (N14)

Wynikiem badania UTST jest wytrzymałość na rozciąganie i odkształcenie niszczące w temperaturze badania. Aparatura badawcza podaje wartość wytrzymałości na rozciąganie jako iloraz zmierzonej siły rozciągającej w momencie zniszczenia i początkowego pola przekroju poprzecznego próbki. Odkształcenia niszczące ($\epsilon_{failure}$) obliczane są jako iloraz odkształcenia w momencie zniszczenia przez początkową długość próbki.

3.5.1.3. Badanie czasu relaksacji naprężeń (RT)

Jednym ze zjawisk o charakterze reologicznym występującym w mieszankach mineralno-asfaltowych jest zjawisko relaksacji naprężeń (RT, z ang. Relaxation time). Relaksacja to spadek naprężeń pod stałym obciążeniem w jednostce czasu. Model Maxwella stanowi najprostsze i podstawowe założenie matematyczne opisujące tą mechanikę dla materiału lepkosprężystego [318]. w modelu tym czas relaksacji t_r definiowany jest jako iloraz lepkości i modułu sztywności i odpowiada czasowi, w jakim naprężenia w teście relaksacji osiągną wartość e^{-1} (ok. 36,8%) wartości naprężeń początkowych σ_0 .

Badanie RT przeprowadzono zgodnie z normą badawczą PN-EN 12697-46:2020-07 (N14), w trakcie którego przyłożono do próbki stałe odkształcenie i wykonano pomiar zmian naprężenia w czasie. w badaniach za każdym razem stosowano tę samą proporcję wytrzymałości na rozciąganie do zastosowanego odkształcenia, aby uniknąć skracania czasu relaksacji na skutek wyższych naprężeń początkowych. Cztery mieszanki badano w trzech temperaturach badawczych (-10°C, -15°C i -20 °C). Dla każdej mieszanki i warunków badania zbadano normowo trzy próbki. Warunki badania przedstawiono na rysunku (Rys. 3-16).

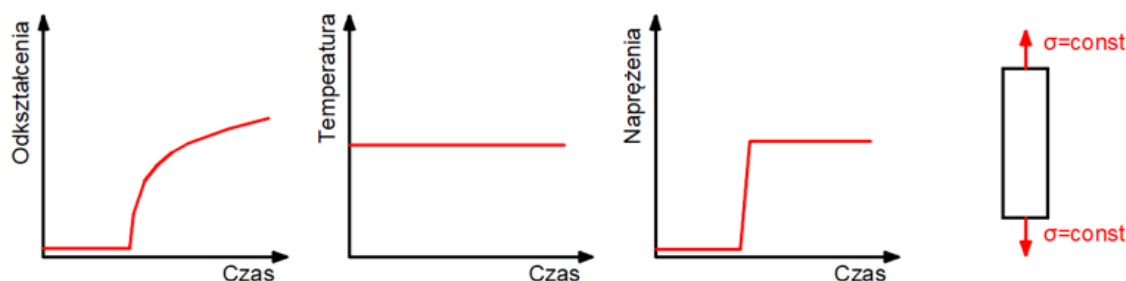


Rys. 3-16. Warunki badania RT (N14)

3.5.1.4. Badanie pełzania przy rozciąganiu (TCT)

Właściwości pełzania przy rozciąganiu badanych mieszanek mineralno-asfaltowych oceniono metodą TCT (z ang. Tensile Creep Test) zgodnie z normą PN-EN 12697-46:2020-07 (N14). w teście tym próbkę poddano stałemu naprężeniu rozciągającemu σ w stałej temperaturze T . Rejestrowano postęp odkształcenia w czasie ϵ . Warunki obciążenia zostały ustalone na podstawie badania UTST. Faza obciążenia charakteryzowała się naprężeniem wynoszącym 1,5 MPa, natomiast faza odciążenia – naprężeniem 0 MPa. Nie zastosowano różnicowania naprężeń w zależności od

temperatury badania, co umożliwiło porównanie odkształceń. Cztery mieszanki badano w trzech temperaturach badawczych (-10°C, -15°C i -20°C). Dla każdej mieszanki i warunków badania zbadano normowo trzy próbki. Warunki badania przedstawiono na rysunku (Rys. 3-17).



Rys. 3-17. Warunki badania TCT (N14)

Jeden cykl, składający się z fazy obciążenia i odciążenia, miał długość 21600 sekund. Cykl obciążenia trwał 14400 sekund, a cykl odciążenia – 7200 sekund. Parametry modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 , η_2) wyznaczano na podstawie odkształcenia (w fazie obciążenia), korzystając z metody najmniejszych kwadratów. Parametr E_1 był wyznaczany za pomocą równania (3.2). Reprezentuje on reakcję materiału bezpośrednio po nałożeniu naprężenia, co oznacza natychmiastowe odkształcenie sprężyste (element Hook’a w modelu Burgersa), czyli dla czasu $t = 0$ sekund.

$$E_1 = \frac{\sigma}{\varepsilon(0)} \quad (3.2)$$

Na podstawie uzyskanych wyników wyznaczono w sposób pośredni czas relaksacji t_r zgodnie ze wzorem (3.3). Takie podejście zostało również zastosowane w innych pracach [261, 319, 320].

$$t_r = \frac{\eta_1}{E_1} \quad (3.3)$$

Czas t_r uzyskany pośrednio w badaniu TCT przyrównano do uzyskanego w sposób bezpośredni czasu relaksacji w teście RT.

3.5.2. Badania modułu sztywności wg PN-EN 12697-26

Moduł sztywności mieszanki mineralno-asfaltowej należy do podstawowych właściwości materiałowych wykorzystywanych w projektowaniu konstrukcji nawierzchni. w normie PN-EN 12697-26 znajdują się schematy badawcze zróżnicowane ze względu na typ obciążenia (np. 4PB – czteropunktowe zginanie, IT-rozciąganie pośrednie, itp.), oraz kształt próbki (np. PR-prostopadłościenne, CY-walcowe) (N15).

Do wyznaczenia modułu sztywności dla badanych mieszanek wykorzystano metodę rozciągania pośredniego próbek walcowych IT-CY oraz czteropunktowe zginanie próbek prostopadłościennych 4PB-PR. Uzyskane wyniki badań mają przede wszystkim posłużyć do projektowania konstrukcji nawierzchni z wykorzystaniem warstw przeciwmęczeniowych/przeciwspekaniowych.

3.5.2.1. Moduł sztywności IT-CY

Badanie modułu sztywności metodą rozciągania pośredniego wykonano na próbkach cylindrycznych o średnicy 100 mm i wysokości 60 ± 2 mm uformowanych w laboratorium metodą Marshalla zgodnie z PN-EN 12697-30 (N16). Do próbki przykładano osiowo cykliczne obciążenie. Czas obciążenia w badaniu IT-CY był stały i wynosił 124 ± 5 ms. Ze względu na krótki czas obciążenia przyjmuje się, że powstające odkształcenia są odwracalne i proporcjonalne zachowując charakter liniowej sprężystości. Uzyskany w badaniu IT-CY moduł sztywności odpowiada przede wszystkim sprężystej części modułu. Cztery mieszanki badano w pięciu temperaturach badawczych (-5°C , 0°C , 10°C , 15°C , 20°C). Wynik badania był wartością średnią z zadanych impulsów pomiarowych. Aparaturę badawczą przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-18).

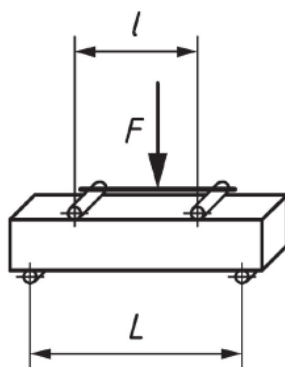


Rys. 3-18. Badanie modułu sztywności IT-CY

3.5.2.2. Moduł sztywności 4PB-PR

Do oznaczenia zespolonego modułu sztywności belki zginanej wykorzystano próbki o wymiarach $65 \times 65 \times 470 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$, które wycięto z płyt uprzednio zagęszczonych zgodnie z PN-EN 12697-33 (N13). Badanie przeprowadzono w trybie stałego odkształcenia sinusoidalnego, które utrzymywano na poziomie $50 \mu\text{m/m}$. Utrzymanie danego poziomu odkształceń gwarantuje, że w próbce nie dochodzi do zmian o charakterze zmęczeniowym. Moduł sztywności zbadano w temperaturze 10°C .

Dla każdej z czterech mieszanek w temperaturze badania 10°C określono moduł dla różnych wartości częstotliwości obciążenia: 1 Hz, 2 Hz, 3 Hz, 5 Hz, 8 Hz, 10 Hz, 20 Hz. Niskie częstotliwości 1-3 Hz charakteryzują ruch powolny pojazdów ciężkich 5-7 km/h. Częstotliwości średnie 5-8 Hz to prędkość ok. 35-40 km/h. Częstotliwość 10 Hz odpowiada prędkości pojazdów 65-70 km/h. Charakterystyka zmian modułu sztywności w funkcji częstotliwości daje dane do projektowania warstw nawierzchni nie tylko na odcinkach zamiejskich, ale także w miastach i strefach ruchu powolnego. Schemat sposobu obciążenia próbki przedstawiono na rysunku (Rys. 3-19)



Rys. 3-19. Sposób obciążania próbki w badaniu 4PB-PR

3.5.3. Badania odporność na zmęczenie 4PB-PR wg PN-EN 12697-24

Badanie trwałości zmęczeniowej wykonano w oparciu o schemat 4PB-PR na próbkach prostopadłościennych o wymiarach 65x65x470 mm $\pm$ 2 mm zgodnie z normą PN-EN 12697-24 (N17). Oznaczenia wykonano w temperaturze 10°C, częstotliwości obciążenia sinusoidalnego 10 Hz w trybie kontrolowanego odkształcenia. Badanie wykonano dla trzech poziomów odkształceń rozciągających ϵ_t . Dla mieszanek na bazie lepiszcza 50/70 odkształcenia postaciowe wynosiły: 250, 280 i 300 $\mu\text{m/m}$. Dla mieszanek na bazie lepiszcza wysokomodyfikowanego (PmB 65/105-80) przyjęto odkształcenia na poziomie: 300, 350 i 380 $\mu\text{m/m}$. Początkowy moduł sztywności wyznaczono w 100 cyklu obciążenia, a za kryterium zmęczenia przyjęto stan, w którym spadek modułu sztywności będzie równy 50% wartości początkowej. Liczba cykli do wystąpienia spadku sztywności o połowę przyjmowana jest jako umowna trwałość zmęczeniowa N_f dla założonego poziomu odkształcenia ϵ_t , czyli $N_f(\epsilon_t)$. Uzyskane wyniki badań posłużą do wyznaczenia trwałości zmęczeniowej czterech badanych mieszanek w funkcji odkształcenia rozciągającego. Pozwoli to na bezpośrednie

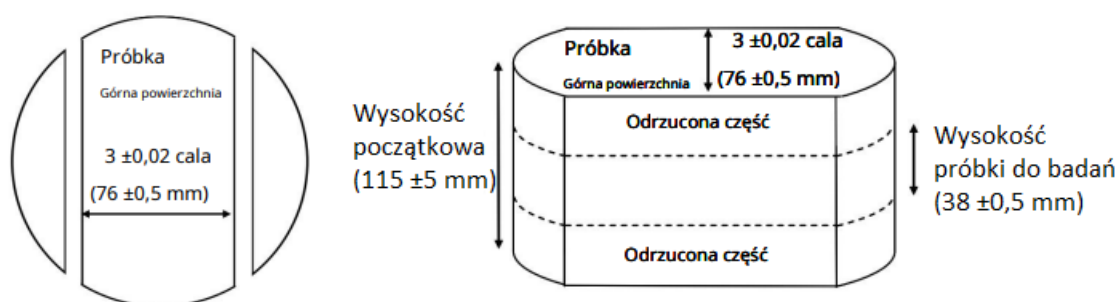
porównanie mieszanek między sobą. Aparaturę badawczą przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-20).



Rys. 3-20. Badanie odporności na zmęczenie 4PB-PR

3.5.4. Badania odporności na spękania Texas Overlay wg Tex-248-F

Procedurę badawczą realizowano zgodnie z amerykańskimi wytycznymi zawartymi w normie Tex-248-F (N18). Do badania wykorzystano próbki o wymiarach $150 \times 75,5 \times 37,5 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$, które wycięto z próbek walcowych zagęszczonych w prasie żyratorowej zgodnie z PN-EN 12697-31:2019-03 (N19). Dla uzyskania próbek homogenicznych w zakresie wskaźnika zagęszczenia i zawartości wolnych przestrzeni próbkę analityczną do badania TxOT pozyskano z samego środka rdzenia, skrajne fragmenty odcięto zgodnie ze schematem przedstawionym w normie i na rysunkach (Rys. 3-21, Rys. 3-22).

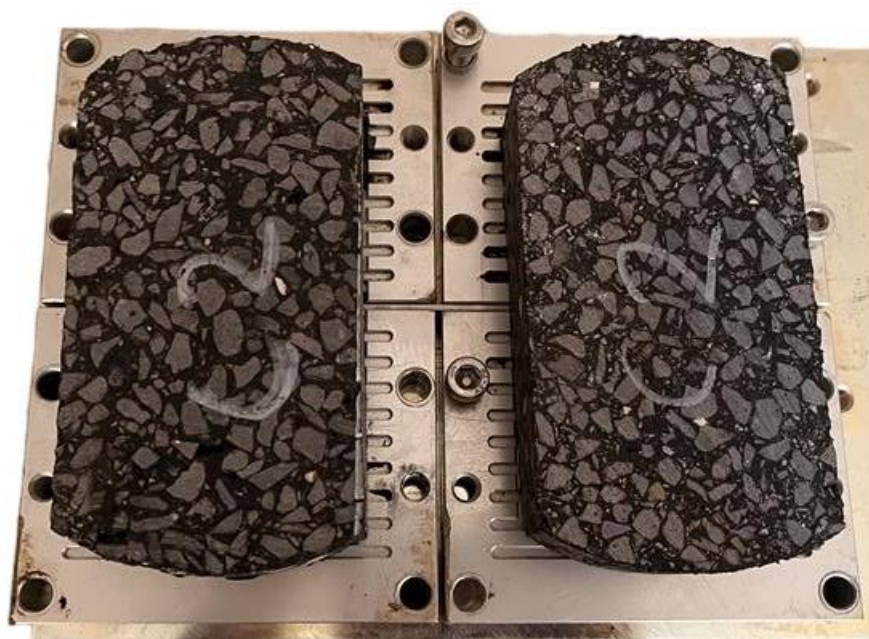


Rys. 3-21. Schemat cięcia próbek zgodnie z normą Tex-248-F (N18)



Rys. 3-22. Widok próbki do badania TxOT

Po wycięciu każdą próbkę przyklejono klejem epoksydowym do dwóch metalowych płytek, jak pokazano na rysunku (Rys. 3-23). Między płytkami montażowymi zachowano dystans 4,2 mm zgodnie z wymaganiami normy. Następnie całość umieszczono w maszynie wytrzymałościowej (Rys. 3-24).



Rys. 3-23. Montaż próbek do płyt

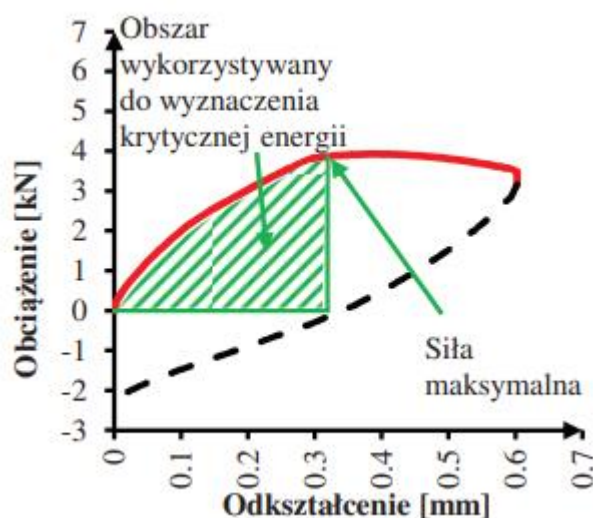


Rys. 3-24. Montaż płyt w maszynie wytrzymałościowej

Istota badania polega na wywołaniu w utwardzonej próbce naprężeń poprzez cykliczne ściskanie i rozciąganie. Badanie przeprowadza się w trybie kontrolowanego odkształcenia równego 0,625 mm. Na pełen cykl składa się obciążenie próbki w czasie 5 sekund i odciążenie trwające również 5 sekund, a badanie trwa do momentu wystąpienia redukcji maksymalnego obciążenia o 93% w odniesieniu do pierwszego cyklu.

Norma zakłada wykonanie testu w temperaturze $25 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Dla każdej z mieszanek wykonuje się po trzy oznaczenia. Na podstawie kryterium opisanego w normie Tex-248-F, mieszanki mineralno-asfaltowe, które nie ulegną zniszczeniu podczas pierwszych 300 cykli obciążających (tj. redukcja siły początkowej będzie mniejsza niż 93%) są uznawane za mieszanki o odpowiedniej odporności na pękanie [321]. Mieszanki mineralno-asfaltowe, dla których liczba cykli do zniszczenia wynosi powyżej 750, mogą być natomiast stosowane jako warstwy przeciwspekaniowe [322]. Maksymalną liczbę cykli do zniszczenia należy traktować jedynie jako wartość informacyjną. Norma podaje, że dodatkowymi kryteriami oceny odporności mieszanki na spękanie w teście TxOT jest krytyczna energia pękania G_c , wskaźnik odporności na pękanie β i/lub wskaźnik propagacji pęknięcia. Krytyczna energia pękania to pole powierzchni pod wykresem obciążenia w funkcji odkształcenia (od wartości zerowej do

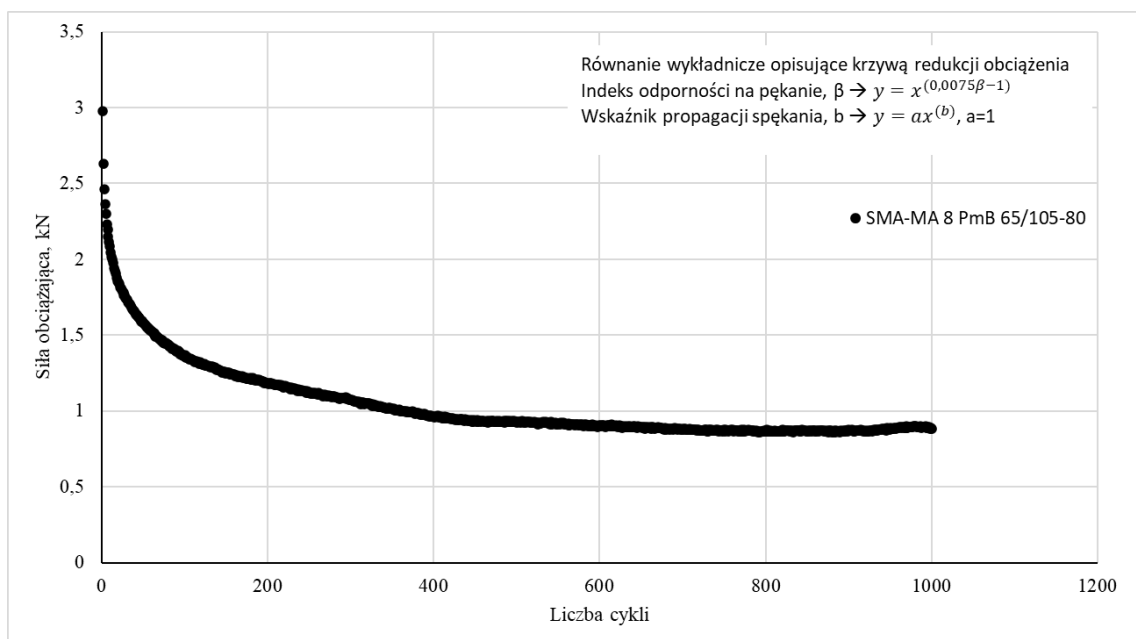
wartości maksymalnej siły) podczas pierwszego cyklu. Zakres ten przedstawiono na wykresie (Rys. 3-25).



Rys. 3-25. Sposób wyznaczania krytycznej energii pęknięcia [321]

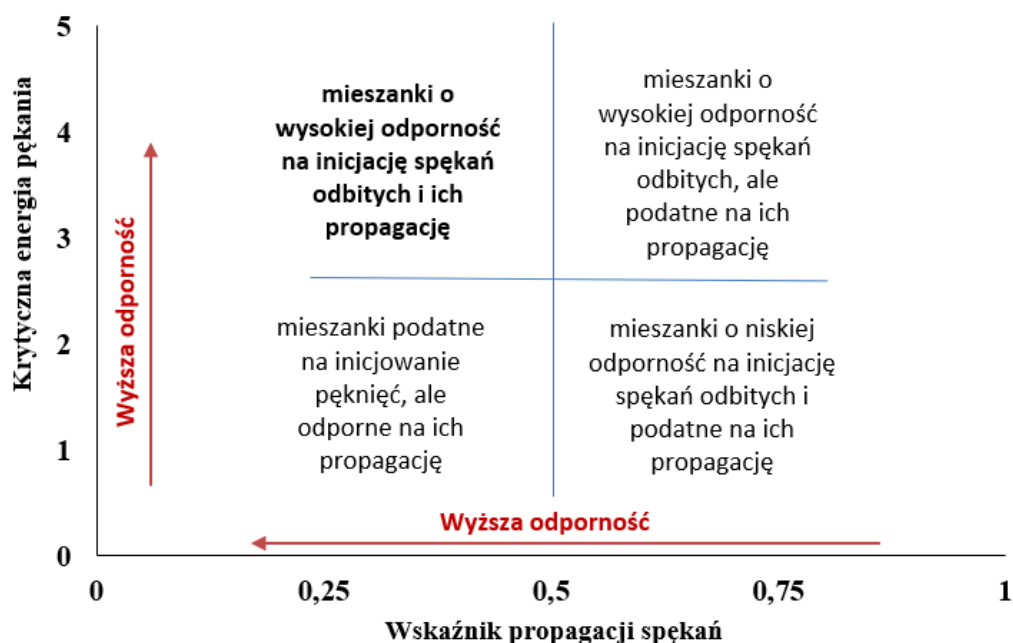
Krytyczna energia pęknięcia nie została obliczona w pracy ze względu na ograniczenia stawiane przez oprogramowanie komputerowe stosowane do testu TxOT w wykorzystywanej maszynie DTS-30. Do zbadania zachowania histerezy w układzie krzywej „obciążenie – przemieszczenie” niezbędne jest oprogramowanie, w którym rejestrowane będą przebiegi czasowe przyłożonego obciążenia oraz przemieszczenie siłownika dla pierwszego cyklu, przy którym występuje maksymalne obciążenie.

Indeks odporności na pęknięcie i wskaźnik propagacji spękania to dwie wielkości opisujące zachowanie mieszanki mineralno-asfaltowej w zakresie zdolności do inicjacji i propagacji spękań. Wg normy oblicza się je na podstawie krzywej redukcji obciążenia w funkcji ilości cykli poprzez dopasowanie równania . Zależność tę pokazano na wykresie (Rys. 3-26).



Rys. 3-26. Obliczanie wskaźnika odporności na pękanie oraz propagacji spękania

Do kompleksowej oceny mieszanek w zakresie odporności na spękania odbite w literaturze zaproponowano powiązanie ze sobą parametru krytycznej energii pękania (odporność na inicjację pęknięcia) i wskaźnika szybkości propagacji spękań [322]. w tym celu mieszanki podzielono na cztery kategorie i stworzono wykres interakcji między parametrami, co przedstawia rysunek (Rys. 3-27).



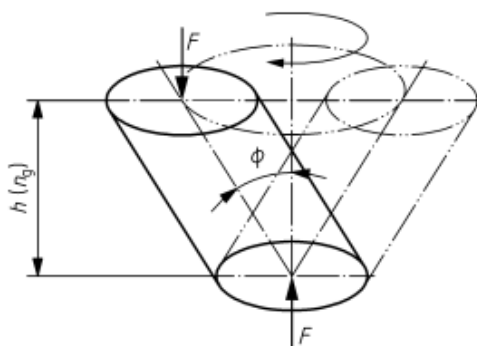
Rys. 3-27. Wykres interakcji dla odporności mieszanek na spękania odbite [322]

Dla mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw przeciwnieciennych i przeciwspekaniowych dąży się, aby ich parametry uzyskiwane w teście TxOT znajdowały się w lewej górnej ćwiartce. To pozwala je zakwalifikować do mieszanek o dużej wytrzymałości na inicjację pęknięcia i o dużej elastyczności, czyli odpornych na propagację spękania.

3.5.5. Badania zagęszczalności

Przygotowanie próbek

Proces zagęszczania przeprowadzono zgodnie z normą europejską PN-EN 12697-31:2019-03 (N19) Badanie polegało na umieszczeniu mieszanki mineralno-asfaltowej w cylindrycznej formie o średnicy 100 mm, a następnie zamontowaniu cylindra w prasie żyratorowej i poddaniu zagęszczaniu. Proces zagęszczania odbywał się przy jednoczesnym działaniu statycznego nacisku pionowego (ściskanie) wywołującego stałe naprężenie oraz ścinania, wynikającego z ruchu obrotowego próbki. Ruch ten powoduje, że oś podłużna wychylonej próbki tworzy stożkową powierzchnię obrotu o kącie wierzchołkowym równym 2α . Przyjmuje się, że powyższe założenia w dużym stopniu symulują warunki zagęszczania panujące na budowie. Schemat zagęszczania mma w prasie żyratorowej przedstawiono na rysunku (Rys. 3-28)



Rys. 3-28. Schemat zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej w prasie żyratorowej

Oznaczenia: F – siła osiowa, $h(n_g)$ – wysokość próbki przy danej liczbie obrotów, ϕ – kąt wychyleńa

Do oceny podatności badanych mieszanek na zagęszczenie, rozumianej jako zdolność do zmiany gęstości objętościowej pod wpływem działającej energii zagęszczającej, przyjęto następujące parametry zagęszczania w prasie:

- ciśnienie pionowe – 150 kPa i 600 kPa,
- liczba obrotów (n_g) – 200,
- kąt wychyleńa próbki – $1,25^\circ$ (kąt inklinacji),

- prędkość obrotowa – 30 obr./min,
- temperatura badania – 100°C, 130°C, 160°C,
- średnica próbki – 100 mm.

Liczba obrotów „ n_g ” wynosiła 200 i została przyjęta zgodnie z wymaganiami normy, przy czym metodyka badania pozwala na rejestrację wysokości próbki (h) w sposób ciągły.

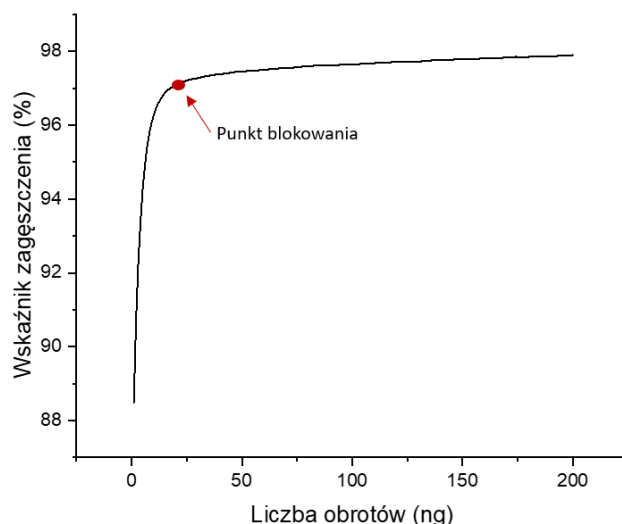
Widok zgęszczonych próbek przedstawiono na zdjęciu (Rys. 3-29)



Rys. 3-29. Widok zagęszczonych próbek w prasie żyratorowej a) AC AF 50/70; b) SMA-MA PMB 65/105-80

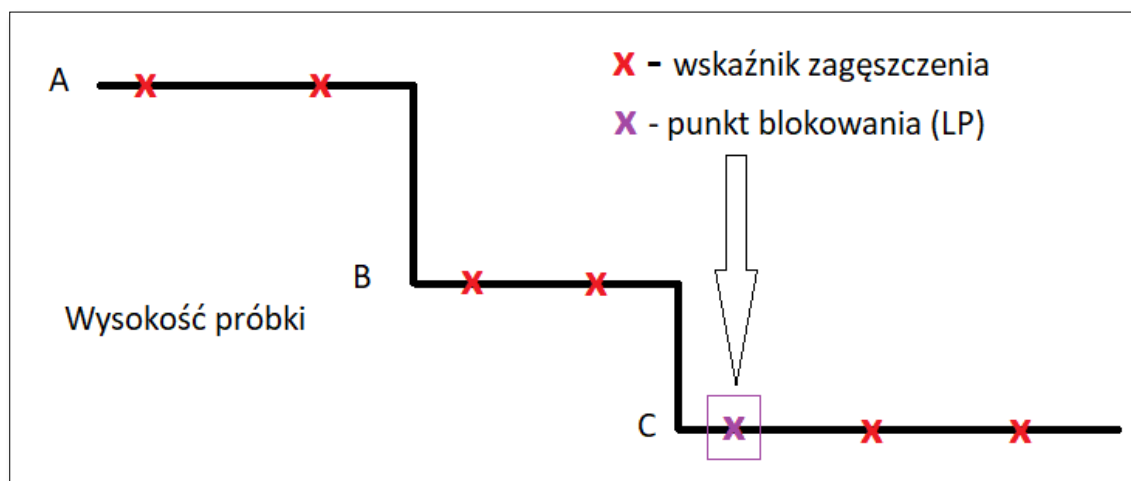
Metody oceny wyników

Na podstawie krzywej zagęszczania uzyskanej z badania w prasie żyratorowej możliwe jest odczytanie **punktu blokowania (Locking Point – LP)**, zdefiniowany jako liczba obrotów, po których prędkość zmian gęstości objętościowej maleje i pojawia się zauważalny opór zagęszczania. w sensie fizycznym odzwierciedla to kształtowanie się szkieletu mineralnego, tj. zazębianie się ziaren grys i piasku grubego, odpowiedzialnych za kąt tarcia wewnętrznego. Przedstawiono to na przykładzie mieszanki AC AF 8 50/70 na rysunku (Rys. 3-30)



Rys. 3-30. Wykres krzywej zagęszczania AC AF 8 50/70 z oznaczonym LP 2-2-3 = 21

Idea punktu blokowania opiera się na założeniu, że podczas procesu zagęszczania formuje się szkielet mineralny mieszanki, a mniejsze ziarna układają się w przestrzeniach między większymi ziarnami, aż do momentu, w którym kruszywo się wzajemnie klinuje, a mieszanka opiera się dalszemu zagęszczaniu. w przeprowadzonych badaniach punkt blokowania (LP) został określony zgodnie z metodyką 2-2-3, gdzie jako punkt blokowy uważa się pierwszy obrót z zestawu trzelementowego o $h = \text{const.}$, który poprzedzony był dwoma grupami pomiarów dwuelementowych o $h = \text{const.}$ [323]. Graficzne przedstawienie wskazania punktu blokowego wg metody 2-2-3 przedstawiono na rysunku (Rys. 3-31), a sposób odczytu w tabeli (Tab. 3-10).



Rys. 3-31. Graficzne przedstawienie punktu blokowego [323]

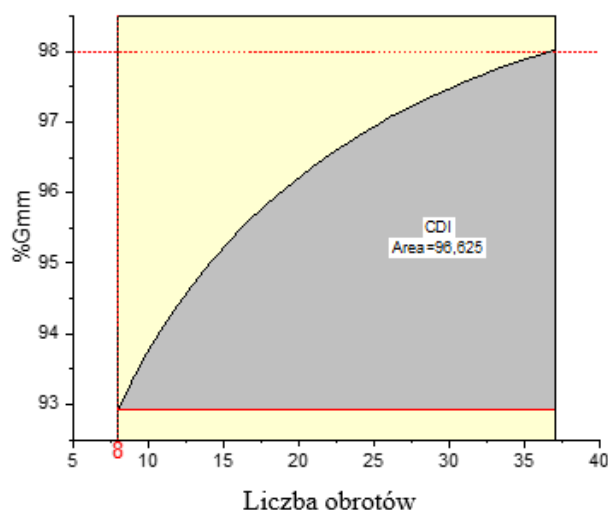
Tab. 3-10. Odczyt punktu blokowego dla SMA MA 8 PMB 65/105-80

Liczba obrotów [ng]	Wysokość próbki [mm]
66	101,1
67	101,1
68	101,0
69	101,0
70	100,9
71	100,9
72	100,9

Punkt blokowania wskazuje moment na krzywej zagęszczalności, w którym efektywność zagęszczania wyraźnie spada, ilość wolnych przestrzeni stabilizuje się i nie obserwuje się już dalszego znaczącego wzrostu zagęszczenia. Proces blokowania wyrażony LP jest różny i zależy od rodzaju mieszanki mineralno-asfaltowej oraz rodzaju zastosowanego lepiszcza.

Inną metodą, którą wykorzystano do oceny zagęszczalności mma była metoda **wskaźnika CDI**. Wskaźnik stabilności *CDI* mieszanki mineralno-asfaltowej oparty jest na energetycznym indeksie zagęszczania [324], obliczanym jako pole powierzchni pod wykresem między 8 cyklem zagęszczania a zawartością 8% (v/v) wolnych przestrzeni w próbce. Przyjęcie w obliczeniach 8 cyklu zagęszczania odzwierciedla wstępne zagęszczenie wykonane przez typową układarkę podczas wbudowania mma w nawierzchnię (dogęszczenie stołem roboczym), natomiast wartość 8% v/v wolnych przestrzeni wyznaczona jest na podstawie specyfikacji europejskich i odpowiada zagęszczeniu na poziomie minimum 97-98%. Im mniejsza wartość wskaźnika *CDI* tym mieszanka wymaga mniejszego wkładu energii do uzyskania odpowiedniego poziomu zagęszczenia. Mieszanki droбноziarniste bogate w lepiszcze asfaltowe do warstw przeciwspekaniowych (i przeciwmęczeniowych) uzyskują wartość gęstości objętościowej odpowiadającej 92% wskaźnika zagęszczenia (Gmm) w trakcie pierwszych obrotów prasy żyratorowej (1–4 obroty) i zgodnie z metodyką wyznaczania wskaźnika *CDI* niemożliwe jest wykreślenie pola powierzchni między 8 obrotem a obrotem odpowiadającym $G_{mm} = 92\%$ lub powstałe pole jest bardzo małe. Po analizie wskaźników zagęszczenia uzyskiwanych w punkcie blokowania oraz przyjętym założeniu odnośnie jak najniższej zawartości wolnej przestrzeni (szczelności) w mieszankach do warstw przeciwmęczeniowych przyjęto zmodyfikowane granice wyznaczenia wskaźnika *CDI*. Na potrzeby oceny obliczono powierzchnię pod

wykresem wskaźnika zagęszczenia od liczby cykli (w zakresie od 8 obrotu do obrotu, w którym osiągnięto wskaźnik zagęszczenia równy 98%), co charakteryzuje pracę potrzebną do zagęszczenia mieszanki. Na rysunku (Rys. 3-32) w sposób graficzny przedstawiono metodę wyznaczania zmodyfikowanego wskaźnika CDI.



Rys. 3-32. Graficzne przedstawienie metodyki wyznaczania CDI

Literatura zastrzega, że wartość wolnych przestrzeni równa 2% jest wartością krytyczną w kontekście podatności mieszanek na odkształcenia plastyczne. Mieszanki do warstw przeciwpękaniowych AC AF i SMA-MA są usytuowane w konstrukcji nawierzchni na spodzie warstw asfaltowych, gdzie strefa powstawania odkształceń plastycznych jest bardzo ograniczona lub nie występuje. Ponadto, mieszanki tego typu projektuje się na jak najmniejszą wolną przestrzeń, ze względu na funkcję jaką pełnią w konstrukcji (przeciwmęczeniową, przeciwpękaniową).

3.5.6. Podsumowanie

Zestawienie przeprowadzonych badań bloku zaawansowanego wraz z oznaczanymi parametrami i wyjaśnieniem celowości ich realizacji przedstawiono w tabeli (Tab. 3-11).

Tab. 3-11. Zestawienie przeprowadzonych badań zaawansowanych

Oznaczenie	Liczba wykonanych oznaczeń	Warunki pomiaru	Otrzymane parametry	Cel wykonania oznaczenia
Badanie parametrów niskotemperaturowych wg PN-EN 12697-46:2020-07				
Thermal Stress Restrained Specimen Test – TSRST	3 dla każdej mieszanki (12 próbek)	$\Delta = 10^{\circ}\text{C/h}$	– temperatura przy zniszczeniu $T_{failure}, ^{\circ}\text{C}$ – naprężenie przy zniszczeniu $\sigma_{cry, failure}, \text{mm/m}$	– określenie granicznych wartości temp. przy zniszczeniu, wywołanych skurczem mma, – określenie max. naprężeń przy zniszczeniu, – ocena wpływu ilości i rodzaju lepiszcza na $T_{failure}$ i $\sigma_{cry, failure}$ – ocena rodzaju mma na $T_{failure}$ i $\sigma_{cry, failure}$, – porównanie AC AF z SMA-MA w zakresie $T_{failure}$ i $\sigma_{cry, failure}$,
Uniaxial Tension Stress Test UTST	3 dla każdej mieszanki w 3 temp. badawczych (36 próbek)	$d\varepsilon = 0,625\%/min$ w temperaturach e -10°C, -15°C, -20°C	– wytrzymałość na rozciąganie β_t, MPa – graniczne odkształcenie przy zniszczeniu $\varepsilon_{failure}, \text{mm/m}$	– określenie warunków obciążenia w kolejnych testach, opartych na wartościach granicznych przy zniszczeniu (naprężenie, odkształcenie), – oszacowanie istotności wpływu temperatury na parametr naprężenia i odkształcenia, – porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA

Oznaczenie	Liczba wykonanych oznaczeń	Warunki pomiaru	Otrzymane parametry	Cel wykonania oznaczenia
				w zakresie βt i $\varepsilon_{failure}$,
Tensile Creep Test – TCT	min. 3 dla każdej mieszanki w 3 temp. badawczych (44 próbek)	$\sigma = 1,5 \text{ MPa}$ w temperaturze -10°C , -15°C , -20°C	– wykres zależności odkształceń w czasie w próbie pełzania $\varepsilon(t)$	– wyznaczenie parametrów materiałowych mma dla modelu Burgersa (E_1, E_2, η_1, η_2), – ocena materiałów na podstawie wykresów pełzania, – wyznaczenie czasu relaksacji w sposób pośredni, – porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA w zakresie (E_1, E_2, η_1, η_2), – oszacowanie istotności wpływu rodzaju mma na czas relaksacji w teście TCT,
Relaxation Test - RT	3 dla każdej mieszanki w 3 temp. badawczych (36 próbek)	$\sim 40\% \varepsilon_{failure}$ w temperaturze -10°C , -15°C , -20°C	– czas relaksacji t_r , wykres zależności naprężeń w czasie w próbie relaksacji $\sigma(t)$	– wyznaczenie czasu relaksacji w oparciu o model Maxwella, – oszacowanie istotności wpływu mma na czas relaksacji t_r, – porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA w zakresie zdolności do relaksacji naprężeń, – porównanie czasu relaksacji t_r z czasem relaksacji wyznaczonym pośrednio w teście TCT,

Oznaczenie	Liczba wykonanych oznaczeń	Warunki pomiaru	Otrzymane parametry	Cel wykonania oznaczenia
Badanie modułu sztywności wg PN-EN 12697-26				
Moduł sztywności sprężystej IT-CY	3 dla każdej mieszanki w 5 temp. badawczych (15 oznaczeń)	czas obciążenia 124 ± 5 ms w temperaturach -5°C , 0°C , 10°C , 15°C , 20°C	– moduł sztywności sprężystej S_n [MPa]	– wyznaczenie sprężystej części modułu, – oszacowanie wpływu rodzaju mma na S_n ,
Moduł sztywności wg metody 4PB-PR	3 dla każdej mieszanki dla 6 częstotliwości (18 oznaczeń)	$T=10^{\circ}\text{C}$, Obciążenie: 1 Hz, 2 Hz, 3 Hz, 5 Hz, 8 Hz, 10 Hz, 20 Hz.	– moduł sztywności E [MPa]	– wyznaczenie modułu sztywności, – oszacowanie wpływu rodzaju mma na E, – uzyskanie danych materiałowych do projektowania konstrukcji nawierzchni,
Badanie odporności na zmęczenie wg schematu 4PB-PR wg PN-EN 12697-24				
Odporność na zmęczenie w schemacie 4PB-PR	4 dla każdej mieszanki dla 3 poziomów odkształcenia (48 oznaczeń)	$T=10^{\circ}\text{C}$, Obciążenie 10 Hz	– odkształcenie ε_6 [$\mu\text{m/m}$]	– wyznaczenie odkształcenia ε_6 , dla której liczba cykli do zmęczenia $N_{f/50}=10^6$, – porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA w zakresie zdolności do odkształceń ε_6 ,
Ocena zagęszczalności mieszanek wg PN-EN 12697-31:2019-03				
Zagęszczanie próbek w prasie żyratorowej	4 mieszanki w 3 temperaturach przy 2 poziomach ciśnienia (24 oznaczenia)	ciśnienie pionowe: 150 kPa, 600 kPa, temperatura: 100°C , 130°C , 160°C ,	– punkt blokowania LP (ang. <i>Locking Point</i>), – wskaźnik stabilności mieszanki CDI (ang. <i>Compaction Densification Index</i>),	– porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA w zakresie zdolności do wbudowania i zagęszczenia, – wyznaczenie oporu zagęszczania w mma,
Ocena odporności na spękania odbite wg Tex-248-F				
Odporność na pękanie	3 próbki dla każdej	$T=25 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$	– indeks odporności na spękanie β ,	– porównanie mieszanek AC AF i SMA-MA

Oznaczenie	Liczba wykonanych oznaczeń	Warunki pomiaru	Otrzymane parametry	Cel wykonania oznaczenia
	mieszanki (12 oznaczeń)	Czas obciążenia $t_{ob}=5s$ Czas odciążenia $t_{od}=5s$	– liczba cykli potrzebnych do pęknięcia	w zakresie odporności na spękanie β – wyznaczenie wskaźnika propagacji spękania i ilości cykli potrzebnych do zniszczenia mma .

4. WYNIKI BADAŃ i ANALIZA

4.1. Wybrane testy statystyczne wykorzystane w pracy

W pracy przeprowadzono szczegółową analizę statystyczną uzyskanych wyników badań, przyjmując poziom istotności $\alpha = 0.05$, co oznacza, że w przypadku wartości prawdopodobieństwa $p \geq \alpha = 0.05$ nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy o normalności rozkładu. Zmienne ilościowe scharakteryzowano za pomocą statystyk opisowych, które obejmowały miary tendencji centralnej (średnia, mediana), zmienności (odchylenie standardowe), położenia (kwartyle), asymetrii oraz kształtu rozkładu. Zmienne jakościowe zilustrowano na podstawie kontrastów.

Kwestię zgodności rozkładów zmiennych ilościowych z rozkładem normalnym zweryfikowano z użyciem **testu Shapiro-Wilka** [325]. Test ten ma najwyższą dokładność w porównaniu z innymi testami normalności dla badań z małą próbą [326]. Dla zmiennych o rozkładzie normalnym wyniki przedstawiono jako średnią arytmetyczną (M) z odchyleniem standardowym (SD). w przypadku rozkładu niezgodnego z rozkładem normalnym, wyniki zaprezentowano w formie mediany (Mdn) wraz z pierwszym ($Q1$) i trzecim ($Q3$) kwartylem.

Do oceny różnic między dwiema niezależnymi grupami dla zmiennych ilościowych o rozkładzie normalnym zastosowano **test t Welcha** [327]. Test t Welcha, jest uogólnieniem testu t Studenta na populacje o różnych wariancjach. Jeśli wynik testu t jest istotny statystycznie (zwykle $p < 0,05$), sugeruje to występowanie różnicy między porównywanymi grupami w zakresie nasilenia danej zmiennej zależnej. w przypadku zmiennych o rozkładzie różnym od normalnego, zastosowano nieparametryczny test **rang Wilcoxa**. Analiza tym testem polega na uszeregowaniu wszystkich wyników w rosnącej kolejności (tzw. rangowanie), a następnie porównanie średnich rang dla porównywanych grup.

Wielkość efektu jest ilościową miarą siły zjawiska obliczaną na podstawie danych. Stosowana jest do mierzenia wpływu pewnego czynnika na wynik ogólny grupy, czyli siły związku między zmienną niezależną a zmienną zależną. Wielkość efektu nie jest zależna od wielkości próby, a jego interpretacja opiera się na założeniu o normalności rozkładów wyników porównywanych grup. Wielkość efektu w przypadku testu parametrycznego oszacowano z wykorzystaniem miary **g Hedgesa**, natomiast dla testu nieparametrycznego skorzystano z korelacji dwupunktowej opartej na rangach.

Do zbadania wpływu jednej lub więcej zmiennych na zmienną zależną w postaci zmiennej ciągłej, zastosowano technikę regresji liniowej, wykorzystując metodę najmniejszych kwadratów (*OLS*) w celu minimalizacji błędów predykcji. w przypadku zmiennej zależnej reprezentującej proporcję, przeprowadzono analizę za pomocą modelu regresji beta z zastosowaniem estymatora maksymalnego prawdopodobieństwa, gdzie stosunek szans był modelowany za pomocą funkcji logitowej. w statystyce funkcja logitowa służy do przekształcania prawdopodobieństwa na logarytm szansy wg równania (4.1)

$$\text{logit}(p) = \ln \frac{p}{1-p} = \ln(p) - \ln(1-p) \quad (4.1.)$$

Przedziały ufności (95% *CI*) oraz wartości *p* dla oszacowanych parametrów w modelach regresji liniowej obliczono z wykorzystaniem aproksymacji rozkładu **t Walda**. Dla modeli regresji beta, przedziały ufności i wartości *p* obliczono na podstawie aproksymacji rozkładu *z*.

Efekty zmiennych jakościowych z więcej niż dwoma kategoriami oszacowano z zastosowaniem analizy kontrastów z korektą **Sidaka** dla wielokrotnych porównań. Wielkość efektu w modelach liniowych oszacowano za pomocą miary **d Cohena** [328].

W przypadku zastosowania regresji wielokrotnej, do oceny wieloliniowości warunków modelu, oszacowano współczynnik inflacji wariancji (*VIF*). w przypadku wartości *VIF* mniejszych od 5.0, sugerujących niską do umiarkowanej współliniowości, uznano je za dopuszczalne. w sytuacji wykrycia wyższego poziomu współliniowości, takie predyktory były eliminowane z końcowego modelu.

W celu porównania wartości czasów relaksacji mieszanki uzyskanych z zastosowaniem dwóch technik pomiarowych (*RT*, *TCT*) zastosowano analizę **Blanda-Altmana** (znaną również jako analiza różnicy średnich Tukeya) [329]. Oszacowanie zgodności pomiędzy metodami pomiarowym przeprowadzono z zastosowaniem współczynnika korelacji wewnątrzklasowej (*ICC*).

W celu analizy statystycznej danych modułu sztywności *IT-CY* zastosowano model regresji z estymatorem odpornym (**Robust Linear Model, *RLM***), który pozwolił na oszacowanie wpływów rodzaju mieszanki przy jednoczesnym korygowaniu efektów zewnętrznych, takich jak temperatura oraz częstotliwość. Model ten jest szczególnie przydatny w przypadku obecności odstających wartości w danych, gdyż minimalizuje ich wpływ na wyniki analizy.

Docelowe efekty wpływu rodzaju mieszanki na badane zmienne zostały ocenione przy wykorzystaniu techniki analizy kontrastów, która porównuje szacowane wartości krańcowe (*EMM*) dla poszczególnych typów mieszanki asfaltowej. Tego rodzaju analiza pozwala na bezpośrednie porównanie różnic między grupami, co jest kluczowe dla ustalenia, które mieszanki wykazują istotne różnice w obrębie badanych parametrów.

Podstawowe analizy statystyczne przeprowadzono przy wykorzystaniu programu *Statistica*, analizy zaawansowane wykonano przy użyciu języka statystycznego R [330].

4.2. Wyniki badań niskotemperaturowych

Celem przeprowadzonych badań było oszacowanie wpływu różnych czynników na właściwości niskotemperaturowe badanych mieszanek mineralno-asfaltowych w testach TSRST, UTST, RT i TCT. Konkretyzując, w badaniach skupiono się na analizie wpływu zawartości i rodzaju lepiszcza, rodzaju mieszanki, zawartości wolnych przestrzeni, zawartości frakcji powyżej 2 mm na takie parametry, jak temperatura, naprężenie i odkształcenie. w tym celu sformułowano następujące hipotezy badawcze:

H1.1: Zawartość lepiszcza w teście TSRST ma istotny wpływ na temperaturę przy zniszczeniu.

H1.2: Zawartość lepiszcza w teście TSRST ma istotny wpływ na naprężenie przy zniszczeniu.

H2.1: Rodzaj mieszanki w teście TSRST ma istotny wpływ na temperaturę przy zniszczeniu.

H2.2: Rodzaj mieszanki w teście TSRST ma istotny wpływ na naprężenie przy zniszczeniu.

H3.1: Istnieją statystycznie istotne różnice w temperaturze pomiędzy różnymi rodzajami lepiszcza w teście TSRST.

H3.2: Istnieją statystycznie istotne różnice w naprężeniu pomiędzy różnymi rodzajami lepiszcza w teście TSRST.

H4.1: Parametr zawartości wolnych przestrzeni w teście TSRST ma istotny wpływ na temperaturę przy zniszczeniu.

H4.2: Parametr zawartości wolnych przestrzeni w teście TSRST ma istotny wpływ na naprężenie przy zniszczeniu.

H5.1: Zawartość w mieszanke frakcji powyżej 2 mm w teście TSRST ma istotny wpływ na temperaturę przy zniszczeniu.

H5.2: Zawartość w mieszance frakcji powyżej 2 mm w teście TSRST ma istotny wpływ na naprężenie przy zniszczeniu.

H6.1: Temperatura badania ma istotny wpływ na odkształcenie mieszanki przy zniszczeniu w teście UTST.

H6.2: Temperatura badania ma istotny wpływ na naprężenia w mieszance przy zniszczeniu w teście UTST.

H7.1: Rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na jej odkształcenie przy zniszczeniu w teście UTST.

H7.2: Rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na naprężenia przy zniszczeniu w teście UTST.

H8: Rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na czas relaksacji w teście RT.

H9: Rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na czas relaksacji w teście TCT.

H10: Wyniki czasów relaksacji obliczone z zastosowaniem testu RT oraz TCT cechują się istotną zgodnością.

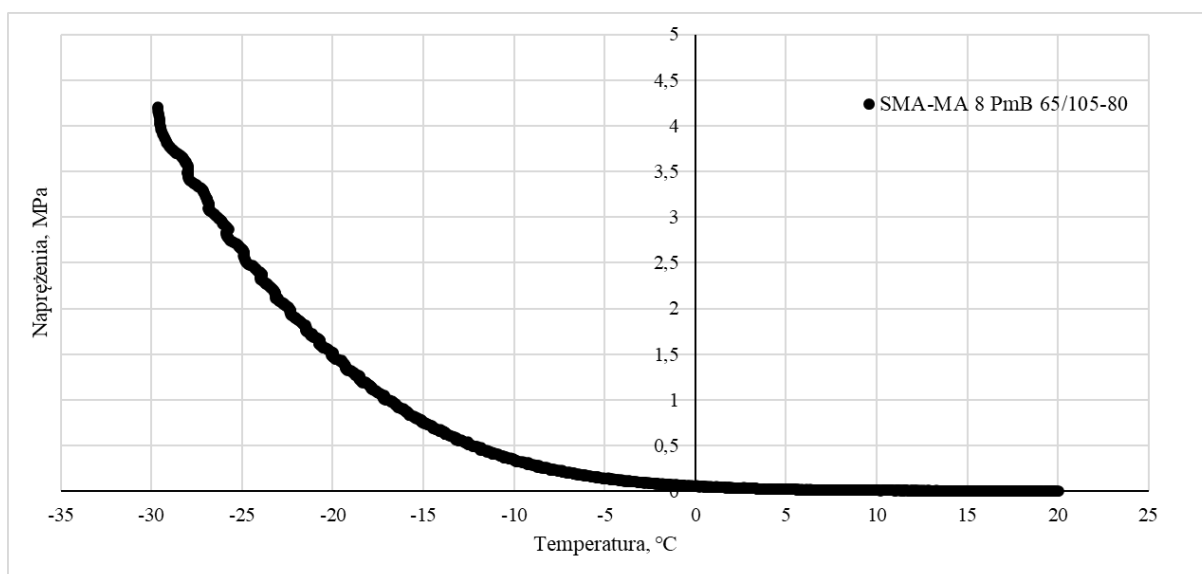
Podczas testów TSRST, zbadano, czy zawartość lepiszcza (H1.1, H1.2), rodzaj mieszanki (H2.1, H2.2), parametr zawartości wolnych przestrzeni (H4.1, H4.2) oraz odsetek zawartości frakcji powyżej 2 mm (H5.1, H5.2) wpływały istotnie na temperaturę zniszczenia próbki i wywołane naprężenia. Dodatkowo oceniono, czy istniały statystycznie istotne różnice w temperaturze i naprężeniu pomiędzy różnymi rodzajami lepiszcza (H3.1, H3.2). w testach UTST, skupiono się na analizie, czy temperatura badania (H6.1, H6.2) i rodzaj mieszanki (H7.1, H7.2) miały istotny wpływ na parametry odkształcenia i naprężenia. Następnie, zbadano, czy rodzaj mieszanki miał istotny wpływ na czas relaksacji w testach RT (H8) i TCT (H9). Ostatecznie, porównano wyniki czasów relaksacji obliczone z zastosowaniem obu testów, aby sprawdzić ich zgodność (H10).

Dzięki temu zyskano lepsze zrozumienie dynamiki zachodzącej pomiędzy różnymi parametrami a właściwościami badanych mieszanek w niskich temperaturach, co może pomóc w przyszłym projektowaniu i produkcji bardziej trwałych materiałów drogowych do warstw przeciwmęczeniowych/ przeciwspekaniowych.

4.2.1. Ocena wyników próby testu TSRST

Analizowane dane obejmowały 12 pomiarów dla czterech mieszanek asfaltowych różniących się między sobą m.in. rodzajem i zawartością lepiszcza, zawartością frakcji > 2 mm, zawartością wolnych przestrzeni, zawartością wypełniacza. w ramach pracy

wykonano po trzy pomiary dla każdego rodzaju mieszanki, co odpowiadania wymaganiom normowym. Uzyskane wartości pomiarów były zgodne z zapisami normy w zakresie rozrzutów. Pozwoliło to określić wartości temperatury pęknięcia i naprężenia maksymalnego. Wartości uzyskane z badań (zarówno temperatury jak i naprężenia) cechują się zmiennością w obrębie każdej z mieszanek. Przykładowy wykres zależności naprężenia od temperatury w badaniu TSRST dla mieszanki SMA-MA 8 PmB 65/105-80 przedstawiono na rysunku (Rys. 4-1).



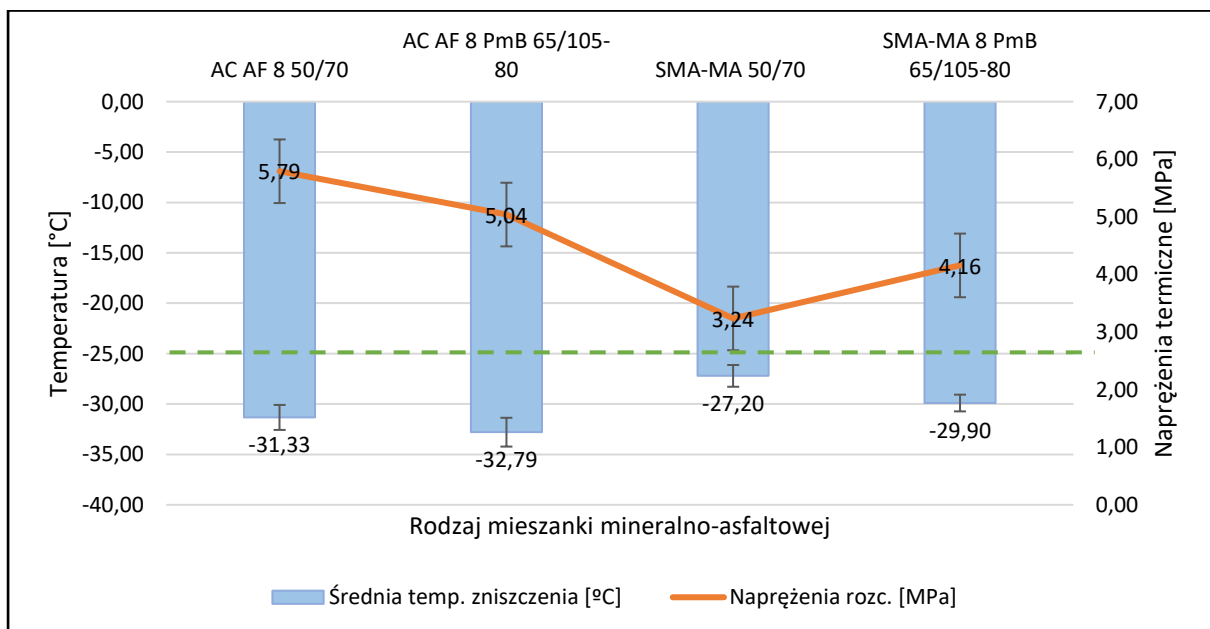
Rys. 4-1. Przykładowy wykres uzyskany w badaniu TSRST

Wyniki wszystkich przeprowadzonych oznaczeń zestawiono w tabeli (Tab. 4-1). Uzyskane wyniki z badań TSRST przedstawiono na wykresie (Rys. 4-2).

Tab. 4-1. Wartość temperatury i maksymalnych naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST

Lp.	Rodzaj mieszanki	Nr próbki	Temperatura $T_{failure}$, °C	Naprężenia termiczne $\sigma_{cry, failure}$, MPa
1	AC AF 8 50/70 - A2	3-1	-31,31	5,78
2		1-6	-30,96	5,82
3		4-3	-31,71	5,78
4	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	2-2	-33,39	5,33
5		3-1	-32,83	5,23
6		4-5	-32,16	5,75

Lp.	Rodzaj mieszanki	Nr próbki	Temperatura $T_{\text{failure}}, ^\circ\text{C}$	Naprężenia termiczne $\sigma_{\text{cry, failure}}, \text{MPa}$
7	SMA-MA 8 50/70 - C2	2-4	-26,90	3,24
8		2-12	-26,31	3,26
9		2-13	-28,40	3,21
10	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	2-1	-30,82	4,30
11		2-4	-29,65	4,20
12		2-6	-29,22	3,97



Rys. 4-2. Wykres wartości średnich naprężeń od temperatury uzyskane w teście TSRST

Statystyki opisowe w podziale na poszczególne typy mieszanki przedstawiono w tabeli (Tab. 4-2).

Tab. 4-2. Statystyki opisowe w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności

<i>Parametr</i>	<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>n</i>	<i>M</i>	<i>SD</i>	<i>COV</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
Temperatura, $T_{failure}, ^\circ C$	AC AF 8 50/70	3	-31,33	1,24	-4,0	0,96	0,849
	AC AF 8 PmB 65/105-80	3	-32,79	1,43	-4,4		
	SMA-MA 50/70	3	-27,20	1,08	-4,0		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3	-29,90	0,83	-2,8		
Napężenie termiczne, $\sigma_{cry, failure}, MPa$	AC AF 8 50/70	3	5,79	0,02	0,4	0,90	0,179
	AC AF 8 PmB 65/105-80	3	5,40	0,32	5,9		
	SMA-MA 50/70	3	3,24	0,03	0,8		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3	4,16	0,17	4,1		

n – wielkość grupy, *M* – średnia, *SD* – odchylenie standardowe, *COV* – współ. zmienności, *W* – statystyka testu Shapiro-Wilka, *p* – wartość *p* testu statystycznego

W oparciu o wyniki przedstawione w tabeli (Tab.4-3), zauważa się różnice w zakresie temperatury między badanymi mieszankami. Mieszanka SMA-MA 50/70 wyróżnia się najwyższą średnią temperaturą, osiągając $-27,20^\circ C$. z drugiej strony, mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80, wykazuje najniższą średnią temperaturę $-32,79^\circ C$. w wymaganiach dla mieszanek SMA-MA na obiekty mostowe najniższą wymaganą wartością $T_{failure}$ jest $-25^\circ C$ [331]. Wszystkie badane mieszanki spełniły to wymaganie. Napężenia rozciągające, inicjowane w materiale na skutek skurczu termicznego, również wykazują zróżnicowanie między mieszankami. w mieszance AC AF 8 50/70 uzyskano najwyższą średnią wartość naprężeń rozciągających, wynoszącą 5,79 MPa, co sugeruje potencjalnie wyższą wytrzymałość na obciążenia rozciągające. z kolei SMA-

MA 50/70, z najniższą średnią wartością naprężeń rozciągających (3,24 MPa), może wykazywać mniejszą odporność na tego typu obciążenia.

W kolejnym etapie analizy uzyskanych wyników w badaniu TSRST starano się oszacować istotność wpływu poszczególnych parametrów na temperaturę pęknięcia próbki oraz powstałe w niej naprężenia przy zniszczeniu testując poszczególne hipotezy badawcze.

Hipoteza 1.1. Oszacowanie istotności wpływu zawartości lepiszcza na temperaturę przy zniszczeniu w teście TSRST

Wpływ zawartości lepiszcza na temperaturę przy zniszczeniu w teście TSRST oszacowano z zastosowaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Współczynnik R^2 wynosi 0.66, co oznacza, że zmienność parametru zawartości lepiszcza wyjaśnia około 66,3% zmienności temperatury pęknięcia. Skorygowany R^2_{adj} , który bierze pod uwagę liczbę zmiennych w modelu, wynosi 0,63, co sugeruje, że model jest dość dobrze dopasowany do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-3).

Tab. 4-3. Współczynniki dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

<i>Zmienna wyjaśniająca</i>	Temperatura, °C		
	<i>B</i>	<i>CI 95%</i>	<i>p</i>
$T_{failure}$ (B=7.8%)	-32,26	-33,61 – -30,91	<0,001
	2,61	1,30 – 3,92	0,001

B- zawartość lepiszcza całkowitego, B_0 – stała modelu regresji, B_1 – współczynnik regresji, *CI 95%* –przedział ufności, *p* – wartość *p* testu statystycznego

Na podstawie wyników przedstawionych w tabeli można stwierdzić, że model regresji liniowej wykazuje istotną zależność między temperaturą pęknięcia a zawartością lepiszcza w badanych mieszankach. Stała modelu regresji wynosi $B_0 = -32,26^\circ\text{C}$. To oznacza, że dla zawartości lepiszcza równej 7,8%, model przewidywał temperaturę na poziomie $-32,26^\circ\text{C}$ z przedziałem ufności w zakresie $-33,61 - -30,91^\circ\text{C}$. Wartość *p* dla stałej była mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną. Współczynnik regresji dla zawartości lepiszcza wynosił $B_1 = 2,61$. Oznacza to, że

z każdym procentowym wzrostem zawartości lepiszcza, temperatura wzrasta średnio o 2,61°C. Wartość p dla tego współczynnika była tak samo bardzo istotna, $p < 0,001$.

Warto jednak pamiętać, że przeprowadzone badanie zostało oparte na ograniczonej liczbie obserwacji ($n_{obs}=12$), co mogło wpłynąć na generalizację wyników.

Mimo to można uznać, że wyniki te dostarczyły istotnych informacji pozwalających odrzucić hipotezę zerową i przyjąć hipotezę alternatywną H1.1, zakładającą istotny wpływ zawartości lepiszcza na temperaturę w badanych mieszankach.

Hipoteza 1.2. Oszacowanie istotności wpływu zawartości lepiszcza na poziom naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST

Wpływ zawartości lepiszcza na poziom naprężeń w teście TSRST oszacowano z zastosowaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Współczynnik R^2 wynosi 0,87, co oznacza, że zmienność parametru zawartości lepiszcza wyjaśnia około 87% zmienności naprężeń. Skorygowany R^2_{adj} , który bierze pod uwagę liczbę zmiennych w modelu, wynosi 0,85, co sugeruje, że model jest bardzo dobrze dopasowany do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-4).

Tab. 4-4. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Naprężenie, MPa		
	B	$CI\ 95\%$	p
$\sigma_{cry, failure}$ ($B=7.8\%$)	6,03	5,57 – 6,49	<0,001
	-1,62	-2,06 – -1,17	<0,001

B - zawartość lepiszcza całkowitego, B_0 – stała modelu regresji, B_1 – współczynnik regresji, $CI\ 95\%$ – przedział ufności, p – wartość p testu statystycznego

Analiza wyników regresji liniowej dla zależności między naprężeniem rozciągającym a zawartością lepiszcza wskazywała na istotny ujemny związek między tymi dwoma zmiennymi.

Zgodnie z modelem stała modelu wynosiła $B_0 = 6,03$ MPa. Oznacza to, że dla próbki z zawartością lepiszcza na poziomie 7,8% model przewidywał naprężenie rozciągające na poziomie 6,03 MPa. Wartość p dla stałej była mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną.

Współczynnik dla zawartości lepiszcza wynosił $B_l = -1,62$. Oznaczało to, że z każdym procentowym wzrostem zawartości lepiszcza, naprężenie rozciągające spadało średnio o 1,62 MPa. Wartość p dla tego współczynnika była również mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jego istotność statystyczną.

Wyniki modelu dostarczyły istotnych informacji, na podstawie których można odrzucić hipotezę zerową i przyjąć hipotezę alternatywną H1.2, zakładającą istotny wpływ zawartości lepiszcza na poziom naprężeń indukowanych w badanych mieszankach.

Hipoteza 2.1. Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki na temperaturę pęknięcia w teście TSRST

Oszacowanie efektu kategoryjnej (jakościowej) zmiennej „rodzaj mieszanki” na temperaturę pęknięcia przeprowadzono w oparciu o jednoczynnikowy model regresji liniowej. Dopasowany model wyjaśnia statystycznie istotną i znaczącą część wariancji ($R^2 = 0,82$; $F(3,8) = 12,49$; $p = 0,002$; $R^2_{adj} = 0,76$). Poszczególne wielkości statystyczne należy interpretować w następujący sposób:

- R^2 : Wartość 0,82 oznacza, że 82% zmienności w danych można wyjaśnić modelem regresji. Im wyższa wartość R^2 , tym lepiej model pasuje do danych.
- $F(3,8) = 12,49$: Jest to wynik testu F używanego w analizie wariancji (ANOVA), który sprawdza, czy model regresji jest statystycznie istotny. Liczba w nawiasie (3,8) to stopnie swobody (df) dla licznika i mianownika. Wartość 12,49 oznacza wynik testu F. Im wyższa wartość F, tym większa szansa, że model jest statystycznie istotny.
- $p = 0,002$: Jest to wartość p , która wskazuje na poziom istotności testu. Wartość 0,002 oznacza, że istnieje bardzo małe prawdopodobieństwo (0,2%) uzyskania takiego wyniku przez przypadek, co sugeruje, że model jest statystycznie istotny i dobrze dopasowany.
- R^2_{adj} : Wartość 0,76 jest skorygowaną wartością R^2 , która uwzględnia liczbę zmiennych w modelu. Jest to bardziej konserwatywna miara dopasowania modelu.

Do porównania efektów różnych czynników w modelu zastosowano średnie krańcowe wartości (EMM, ang. Estimated Marginal Means), które przewidują wartości zmiennej zależnej dla różnych poziomów zmiennych niezależnych, przy założeniu, że

wszystkie inne zmienne w modelu są wartościami średnimi. Średnie krańcowe wartości (EMMs) temperatur pęknięcia dla poszczególnych rodzajów mieszanek oraz oszacowanie istotności różnic temperatur pomiędzy poszczególnymi parami mieszanek przedstawiono odpowiednio w tabelach (Tab. 4-5, Tab. 4-6)

Tab. 4-5. EMM temperatur dla poszczególnych mieszanek

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>95% CI ll</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	-31,33	0,67	8	-32,88	-29,77
AC AF 8 PmB 65/105-80	-32,79	0,67	8	-34,35	-31,24
SMA-MA 8 50/70	-27,20	0,67	8	-28,76	-25,65
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	-29,90	0,67	8	-31,45	-28,34

Tab. 4-6. Wyniki analizy kontrastów (różnic temperatur pomiędzy mieszankami), *df* = 8

<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	1,47	0,95	1,54	0,655	1,26
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	-4,12	0,95	-4,33	0,015	-3,53
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-1,43	0,95	-1,50	0,677	-1,23
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	-5,59	0,95	-5,86	0,002	-4,79
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-2,89	0,95	-3,04	0,093	-2,48
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	2,69	0,95	2,83	0,126	2,31

W tabelach 4-5 i 4-6 prezentowane są wyniki analizy temperatur pęknięcia badanych typów mieszanek mineralno-asfaltowych. Zawarte w nich EMM temperatur oraz wyniki analizy kontrastów umożliwiły porównanie temperatur pęknięcia pomiędzy różnymi mieszankami.

Zgodnie z tabelą 4-5, najniższą EMM temperatury prezentowała mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80 (-32,79°C), podczas gdy najwyższą EMM temperatury wykazywała mieszanka SMA-MA 50/70 (-27,20°C). Mieszanka AC AF 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 prezentowały wartości pośrednie, odpowiednio -31,33°C i -29,90°C.

Analiza kontrastów (Tab. 4-6) umożliwia głębszą ocenę istotności różnic temperatur pomiędzy poszczególnymi parami mieszanek. Statystyka *t* oraz wartość *p* dostarczają informacji o istotności statystycznej tych różnic. Kontrast pomiędzy AC AF 8 50/70 a AC AF 8 PmB 65/105-80 wskazuje na różnicę temperatur o wartości 1,47°C, jednak nie jest ona istotna statystycznie (*p* = 0,655). Podobnie sytuacja przedstawia się

dla kontrastu AC AF 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80, gdzie różnica wynosi -1,43°C i też nie jest statystycznie istotna ($p = 0,677$). Istotna statystycznie różnica temperatur ($p < 0,05$) występuje pomiędzy mieszankami AC AF 8 50/70 i SMA-MA 50/70 (-4,12°C, $p = 0,015$) oraz pomiędzy AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 50/70 (-5,59°C, $p = 0,002$).

Różnica pomiędzy AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 (-2,89°C) oraz pomiędzy SMA-MA 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 (2,69°C) nie są istotne statystycznie (odpowiednio $p = 0,093$ i $p = 0,126$), jednak zauważalna jest tendencja do wyższych temperatur dla mieszanki SMA-MA 8 50/70.

Mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80 prezentuje najniższe temperatury pęknięcia w teście TSRST. z drugiej strony, mieszanka SMA-MA 50/70 wykazuje najwyższe temperatury. Te wyniki sugerują, że wybór rodzaju mieszanek mineralno-asfaltowych może istotnie wpływać na właściwości niskotemperaturowe podczas ich stosowania.

Interesujące jest również to, że bez względu na uzyskany poziom istotności, wielkości efektów pomiędzy wszystkimi parami mieszanek oceniono jako duże ($d > |0,89|$). Oznacza to, że w przypadku zwiększenia wielkości próby prawdopodobnie będą wykazane istotne różnice w temperaturach pomiędzy wszystkimi rodzajami mieszanek.

Wymienione wyniki dostarczały istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H2.1 zakładającej istotny wpływ rodzaju mieszanki w teście TSRST na poziom temperatury zniszczenia.

Hipoteza 2.2. Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki na poziom naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST

Oszacowanie efektu kategoryjalnej (jakościowej) zmiennej „rodzaj mieszanki” na poziom naprężeń przeprowadzono w oparciu o jednoczynnikowy model regresji liniowej. Dopasowany model wyjaśniał statystycznie istotną i znaczącą część wariancji ($R^2 = 0,90$; $F(3,8) = 23,8$; $p < 0,001$; $R^2_{adj} = 0,86$).

EMM naprężenia przy zniszczeniu dla poszczególnych rodzajów mieszanek oraz oszacowanie istotności różnic naprężeń pomiędzy poszczególnymi parami mieszanek przedstawiono odpowiednio w tabelach (Tab. 4-7, Tab. 4-8)

Tab. 4-7. EMM naprężeń dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu TSRST

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>95% CI ll</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	5,79	0,28	8	5,15	6,43
AC AF 8 PmB 65/105-80	5,04	0,28	8	4,54	5,61
SMA-MA 50/70	3,24	0,28	8	2,60	3,87
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	4,16	0,28	8	3,52	4,79

Tab. 4-8. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu TSRST, $df = 8$

<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	0,75	0,39	1,90	0,984	1,42
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 50/70)	2,56	0,39	6,54	0,001	5,34
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	1,64	0,39	4,18	0,018	3,42
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	1,83	0,39	4,69	0,001	3,83
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	0,88	0,39	2,26	0,007	1,84
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-0,92	0,39	-2,35	0,248	-1,92

Na podstawie przedstawionych danych można wnioskować, że rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na uzyskane wartości naprężenia rozciągającego przy zniszczeniu. Analiza statystyczna wykazała znaczące różnice między badanymi mieszankami.

Mieszanka AC AF 8 50/70 charakteryzuje się najwyższą wartością szacowanego średniego naprężenia (EMM), wynoszącą 5,79 MPa. Choć ta wartość jest wyższa w porównaniu z innymi mieszankami, różnica ta nie jest statystycznie istotna w porównaniu do mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80, jak wskazywała wartość $p = 0,984$. To sugeruje, że mimo nieznacznie wyższej wartości EMM, naprężenie rozciągające pomiędzy tymi dwiema mieszankami nie różniło się znacząco.

Z drugiej strony, mieszanka SMA-MA 8 50/70 wykazuje najniższą wartość EMM, wynoszącą 3,24 MPa. Również w tym przypadku, mimo niższej wartości EMM, różnica w naprężeniu rozciągającym pomiędzy tą mieszanką a SMA-MA 8 PmB 65/105-80 nie jest istotna statystycznie ($p = 0,248$), co sugeruje podobne właściwości tych dwóch mieszanek pod względem naprężenia rozciągającego.

Największa różnica w naprężeniu rozciągającym, która jest statystycznie istotna, została zaobserwowana pomiędzy mieszankami AC AF 8 50/70 i SMA-MA 50/70. Wartość kontrastu wynosi 2,56, a wartość p jest mniejsza niż 0,001. To wskazuje na

znacząco wyższe naprężenie rozciągające przy zniszczeniu zainicjowane w mieszance AC AF 8 50/70 w porównaniu do SMA-MA 50/70.

Dodatkowo, naprężenia w mieszance AC AF 8 50/70 są istotnie większe niż w mieszance SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA 8 PmB 65/105-80. Wartość naprężenia pomierzona w próbkach AC AF 8 PmB 65/105-80 jest istotnie większa niż w próbkach SMA-MA 8 PmB 65/105-80.

Wymienione wyniki dostarczały istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H2.2 zakładającej istotny wpływ rodzaju mieszanki w teście TSRST na poziom naprężenia przy zniszczeniu.

Hipoteza 3.1. Oszacowanie istotności różnic w temperaturze pęknięcia pomiędzy różnymi rodzajami lepiszcza w teście TSRST

Analiza wpływu dychotomicznej zmiennej „rodzaj lepiszcza” na temperaturę pęknięcia została przeprowadzona przy pomocy testu statystycznego służącego do oceny istotności różnic międzygrupowych. Celem zapewnienie poprawności wyników analitycznych zastosowano test Shapiro-Wilka, który pozwoli na sprawdzenie normalności rozkładów temperatur dla obu typów lepiszcza. Badanie wykazało, że rozkłady temperatur dla obu typów lepiszcza były normalne, co umożliwiło zastosowanie testów parametrycznych do oceny różnic. Wykorzystano test *t* Welcha, który jest odpowiedni dla porównań dwóch grup, gdzie wariancje między grupami mogą nie być równoznaczne. Wyniki testu nie wykazują istotnych statystycznie różnic między średnią temperaturą dla lepiszcza typu 50/70 i lepiszcza PmB 65/105-80, co przedstawiono w tabeli (Tab. 4-9)

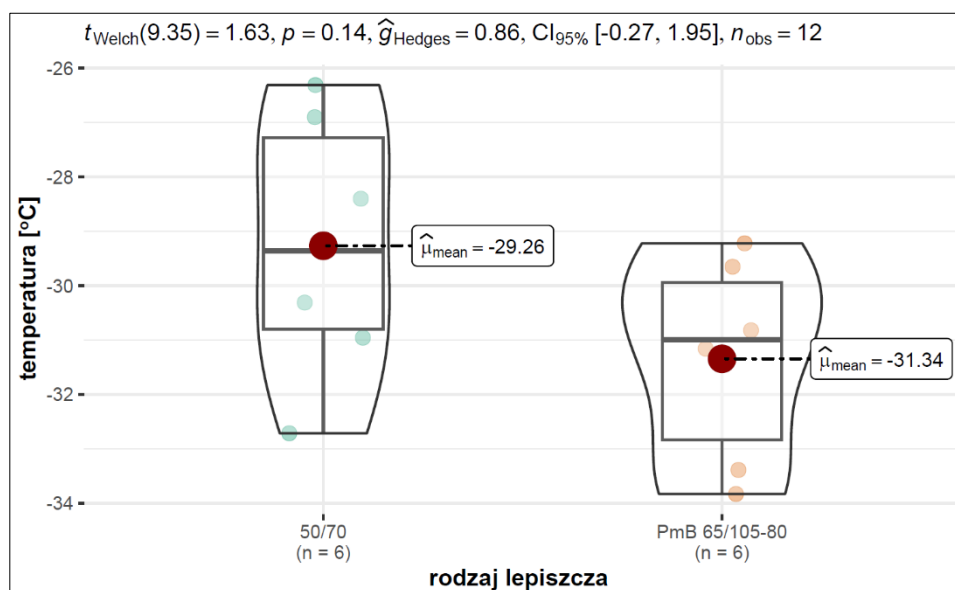
Tab. 4-9. Statystyczne porównanie wpływu rodzaju lepiszcza na temperaturę pęknięcia

Rodzaj lepiszcza	Temperatura, °C		
	<i>M</i>	<i>SD</i>	<i>p</i>
50/70	-29,26	2,49	<i>p</i> =0,140
PmB 65/105-80	-31,34	1,90	

Jednakże, pomimo braku istotności statystycznej, wielkość efektu została oceniona jako „duża”. Oznaczało to, że różnice między grupami były znaczące, choć nie

osiągały poziomu istotności statystycznej. Istnieje więc prawdopodobieństwo, że mogą one stać się istotne przy zwiększeniu wielkości próby, co sugeruje potrzebę dalszych badań.

Dla lepszego zrozumienia rozkładów zmiennych, zaprezentowano je na rysunku (Rys. 4-3) w postaci połączonego wykresu skrzypcowego i pudełkowego. Ten rodzaj wizualizacji umożliwia jednocześnie ukazanie rozkładu danych (wykres skrzypcowy) oraz statystyk opisowych, takich jak mediana i kwartyle (wykres pudełkowy).



Rys. 4-3. Rozkłady temperatur w podziale o rodzaju lepiszcza wraz z raportowaniem testu statystycznego badającego istotność różnic międzygrupowych

Wymienione wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że nie istnieje podstawa do odrzucenia hipotezy zerowej dla hipotezy H3.1 zakładającej brak istotnego wpływu rodzaju lepiszcza w teście TSRST na temperaturę pęknięcia.

Hipoteza 3.2. Oszacowanie istotności różnic w poziomie naprężeń przy zniszczeniu pomiędzy różnymi rodzajami lepiszcza w teście TSRST

Badanie wpływu dychotomicznej zmiennej „rodzaj lepiszcza” na poziom naprężeń przy zniszczeniu przeprowadzono przy użyciu testu statystycznego, służącego do oceny istotności różnic międzygrupowych. Test Shapiro-Wilka, wykorzystany do sprawdzenia normalności rozkładów naprężeń dla obu typów lepiszcza, wykazał, że rozkłady naprężeń dla lepiszcza typu 50/70 nie są normalne ($p = 0,005$). w związku z tym do oceny różnic między grupami zastosowano test nieparametryczny.

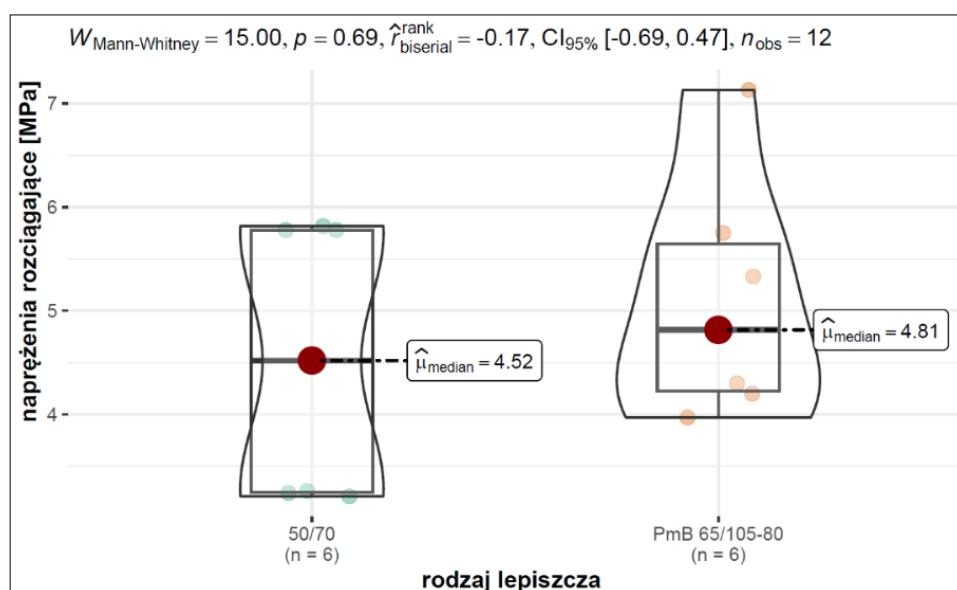
Wykorzystano test sumy rang Wilcozona (znany również jako test Manna-Whitneya), który jest odpowiedni do porównań dwóch grup niezależnych, bez założenia o normalności rozkładów. Analiza wykazuje brak istotnych statystycznie różnic między medianami naprężeń dla lepiszcza typu 50/70 oraz lepiszcza PmB 65/105-80. Wielkość efektu, oceniana na podstawie różnic między medianami, uznana jest za małą. Wyniki testu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-10).

Tab. 4-10. Statystyczne porównanie wpływu rodzaju lepiszcza na naprężenia

Rodzaj lepiszcza	Naprężenie, MPa			
	<i>Mdn</i>	<i>Q1</i>	<i>Q3</i>	<i>p</i>
50/70	4,52	3,24	5,78	$p=0,690$
PmB 65/105-80	4,81	4,23	5,64	

Podsumowując, pomimo braku istotności statystycznej, prawidłowość rozkładów i mała wielkość efektu sugerują, że różnice w nieprężeniach przy zniszczeniu między typami lepiszcza są minimalne. Ten wniosek potwierdza, że typ lepiszcza nie ma znaczącego wpływu na poziom naprężeń,

W celu lepszego zrozumienia rozkładów naprężeń dla obu typów lepiszcza wyniki przedstawiono w formie wizualizacji na rysunku (Rys. 4-4).



Rys. 4-4. Rozkłady naprężeń rozciągających w podziale o rodzaju lepiszcza wraz z raportowaniem testu statystycznego badającego istotność różnic międzygrupowych

Wymienione wyniki dostarczają istotnych informacji, które świadczą, że nie istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej dla hipotezy H3.2, zakładającej brak istotnego wpływu rodzaju lepiszcza w teście TSRST na poziom naprężenia przy zniszczeniu.

Hipoteza 4.1. Oszacowanie istotności wpływu zawartości wolnych przestrzeni w teście TSRST na temperaturę pęknięcia

Wpływ zawartości wolnych przestrzeni na temperaturę pęknięcia w teście TSRST oszacowano z zastosowaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Współczynnik R^2 wynosił 0,77, co oznacza, że zmienność parametru wolnych przestrzeni wyjaśniała około 77% zmienności temperatury. Skorygowany R^2_{adj} , który bierze pod uwagę liczbę zmiennych w modelu, wynosi 0,75, co sugeruje, że model jest dobrze dopasowany do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-11).

Tab. 4-11. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Temperatura, °C		
	B	$CI\ 95\%$	p
$T_{failure}$ (WP=1.2%)	-27,22	-28,63 – -25,81	<0,001
	-4,41	-6,10 – -2,72	<0,001

WP- zawartość wolnych przestrzeni, B_0 – stała modelu regresji, B_1 – współczynnik regresji, $CI\ 95\%$ – przedział ufności, p – wartość p testu statystycznego

Analiza wyników regresji liniowej dla zależności między zawartością wolnych przestrzeni a temperaturą pęknięcia wskazuje na istotny ujemny związek między tymi dwoma zmiennymi.

Zgodnie z modelem, stała modelu wynosiła $B_0 = -27,22^\circ\text{C}$. Oznacza to, że dla próbki z zawartością wolnych przestrzeni WP=1,2 model przewidywał temperaturę na poziomie - 27,22°C. Wartość p dla stałej była mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną.

Współczynnik dla wolnych przestrzeni wyniósł $B_1 = -4,41$. Oznaczało to, że zwiększenie zawartości wolnych przestrzeni o 1% będzie skutkowało wzrostem temperatury pęknięcia średnio o 4,41 °C. Wartość p dla tego współczynnika była również mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jego istotność statystyczną.

Wymienione wyniki dostarczały istotnych informacji, które potwierdzają istnienie podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H4.1, zakładającej istotny wpływ zawartości wolnych przestrzeni w teście TSRST na poziom temperatury pęknięcia.

Hipoteza 4.2. Oszacowanie istotności wpływu zawartości wolnych przestrzeni w teście TSRST na poziom naprężeń przy zniszczeniu

Badanie wpływu zawartości wolnych przestrzeni na poziom naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST przeprowadzono z wykorzystaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Obliczono wartość współczynnika determinacji (R^2), który wyniósł 0,86. To wskazuje, że zmienność zawartości wolnych przestrzeni wyjaśniała około 86% zmienności naprężeń. Skorygowany współczynnik determinacji (R^2_{adj}), uwzględniający liczbę zmiennych w modelu, wyniósł 0,84, co sugeruje bardzo wysoki stopień dopasowania modelu do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-12).

Tab. 4-12. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Naprężenie, MPa		
	B	$CI\ 95\%$	p
$\sigma_{cry, failure}$ (WP=1.2%)	3,05	2,45 – 3,66	< 0,001
	2,52	1,79 – 3,24	< 0,001

WP- zawartość wolnych przestrzeni, B_0 – stała modelu regresji, B_1 – współczynnik regresji, $CI\ 95\%$ – przedział ufności, p – wartość p testu statystycznego

Analiza wyników regresji liniowej dla zależności między zawartością wolnych przestrzeni a naprężeniami przy zniszczeniu wskazuje na istotny dodatni związek między tymi dwiema zmiennymi. Według modelu, stała modelu wynosiła $B_0 = 3,05$ MPa, co oznacza, że jest również istotna statystycznie, $p < 0,001$. Współczynnik dla zawartości wolnych przestrzeni wynosił $B_1 = 2,52$, co sugeruje, że każdy procentowy wzrost zawartości wolnych przestrzeni skutkuje wzrostem naprężeń o średnio o 2,52 MPa. Wartość p dla tego współczynnika jest mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jego istotność statystyczną.

Przedstawione powyżej wyniki dostarczały istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej

H4.2, która zakłada istotny wpływ zawartości wolnych przestrzeni na poziom naprężeń rozciągających przy zniszczeniu w teście TSRST.

Hipoteza 5.1. Oszacowanie istotności wpływu zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm w teście TSRST na temperaturę pęknięcia

Badanie wpływu zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm na temperaturę pęknięcia w teście TSRST przeprowadzono z wykorzystaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Obliczono wartość współczynnika determinacji (R^2), która wyniosła 0,54. To wskazuje, że zmienność w mieszance frakcji powyżej 2 mm wyjaśnia około 54% zmienności temperatury. Skorygowany współczynnik determinacji (R^2_{adj}), uwzględniający liczbę zmiennych w modelu, wyniósł 0,50, co sugeruje dostateczny stopień dopasowania modelu do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-13).

Tab. 4-13. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Temperatura, °C		
	B	CI 95%	p
(Stała=40%)	-32,20	-33,84 – -30,56	<0,001
Zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm, %	0,12	0,04 – 0,19	0,006

Analiza wyników regresji liniowej dla zależności między zawartością w mieszance frakcji powyżej 2 mm a temperaturą wskazuje na istotny dodatni związek między tymi dwoma zmiennymi.

Zgodnie z modelem, stała modelu wyniosła $B_0 = -32,20^\circ\text{C}$. Oznaczało to, że dla próbki z zawartością w mieszance frakcji powyżej 2 mm na poziomie 40%, model przewidywał temperaturę na poziomie $-32,20^\circ\text{C}$. Wartość p dla stałej jest mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną.

Współczynnik dla frakcji powyżej 2 mm wynosi $B_1 = 0,12$. Oznacza to, że z każdym procentowym wzrostem zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm będzie wzrastała temperatura pęknięcia średnio o $0,12^\circ\text{C}$. Wartość p dla tego współczynnika wyniosła 0,006, co wskazuje na jego istotność statystyczną.

Te wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H5.1, która zakłada istotny wpływ zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm na temperaturę w teście TSRST.

Hipoteza 5.2. Oszacowanie istotności wpływu zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm w teście TSRST na poziom naprężeń przy zniszczeniu

Badanie wpływu zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm na poziom naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST przeprowadzono z wykorzystaniem jednoczynnikowego modelu regresji liniowej. Wyznaczono wartość współczynnika determinacji (R^2), który wyniósł 0,79. To wskazuje, że zmienność zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm wyjaśnia około 77% zmienności naprężeń. Skorygowany współczynnik determinacji (R^2_{adj}), uwzględniający liczbę zmiennych w modelu, wynosi 0,77, co sugeruje w miarę wysoki stopień dopasowania modelu do danych. Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-14).

Tab. 4-14. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Naprężenie, MPa		
	<i>B</i>	<i>CI</i> 95%	<i>p</i>
(Stała=40%)	6,05	5,45 – 6,66	<0,001
Zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm, %	-0,08	-0,10 – -0,05	<0,001

Analiza wyników regresji liniowej dla zależności między zawartością w mieszance frakcji powyżej 2 mm a wartością naprężenia rozciągającego przy zniszczeniu wskazuje na istotny ujemny związek między tymi dwoma zmiennymi.

Zgodnie z modelem, stała modelu wynosiła $B_0 = 6,05$ MPa. Oznacza to, że dla próbki z 40% zawartością w mieszance frakcji powyżej 2 mm, model przewiduje wartość naprężenia przy zniszczeniu na poziomie 6,05 MPa. Wartość *p* dla stałej była mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną.

Współczynnik dla frakcji powyżej 2 mm wynosił $B_1 = -0,08$. Oznacza to, że z każdym procentowym wzrostem zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm,

dochodzi do spadku naprężenia przy zniszczeniu średnio o 0,08 MPa. Wartość p dla tego współczynnika jest również mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jego istotność statystyczną.

Powyższe wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H5.2, która zakłada istotny wpływ zawartości w mieszance frakcji powyżej 2 mm na poziom naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST.

4.2.2. Ocena wyników próby testu UTST

Zastosowano badanie rozciągania prostego UTST do zbadania właściwości czterech różnych rodzajów mieszanek asfaltowych: AC AF 8 50/70, AC AF 8 PmB 65/105-80, SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA 8 PmB 65/105-80. w ramach tego badania, dokonano pomiarów naprężeń oraz odkształceń dla każdej z tych mieszanek. Należy podkreślić, że pomiary te wykonano w trzech różnych temperaturach: -10°C, -15°C oraz -20°C. Dla każdego z zakresu temperaturowego przeprowadzono trzy niezależne pomiary dla każdej z mieszanek. Takie podejście pozwoliło na przeprowadzenie pełnego zestawu pomiarów, składającego się z 12 unikalnych obserwacji dla każdego rodzaju mieszanki: 4 rodzaje mieszanek asfaltowych x 3 poziomy temperatur = 12 obserwacji. Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli (Tab. 4-15), a ich wartości średnie w tabeli (Tab. 4-16).

Tab. 4-15. Zestawienie wyników uzyskanych w badaniu UTST

T [°C]	Rodzaj mieszanki	Próbka 1		Próbka 2		Próbka 3	
		σ [MPa]	ε [%]	σ [MPa]	ε [%]	σ [MPa]	ε [%]
-10	AC AF 8 50/70 - A2	9,1	0,1147	8,0	0,1020	6,9	0,0528
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	8,1	0,2953	7,4	0,0877	7,6	0,1098
	SMA-MA 50/70 - C2	3,5	0,0341	5,5	0,0498	5,1	0,1009
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	6,7	0,1006	6,2	0,0700	6,1	0,0628
-15	AC AF 8 50/70 - A2	8,0	0,0878	7,5	0,0518	8,2	0,0621
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	7,0	0,0625	7,7	0,0541	8,1	0,0626
	SMA-MA 50/70 - C2	5,0	0,0502	4,8	0,0496	5,1	0,0593
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	6,3	0,0465	6,2	0,0538	6,1	0,0443
-20	AC AF 8 50/70 - A2	6,8	0,0353	6,3	0,0282	8,5	0,0403

T [°C]	Rodzaj mieszanki	Próbka 1		Próbka 2		Próbka 3	
		σ [MPa]	ε [%]	σ [MPa]	ε [%]	σ [MPa]	ε [%]
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	6,8	0,0342	7,7	0,0491	7,8	0,0412
	SMA-MA 50/70 - C2	4,9	0,0239	5,2	0,0262	6,0	0,0214
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	6,0	0,0364	6,0	0,0351	5,0	0,0294

Tab. 4-16. Zestawienie wartości średnich wyników uzyskanych w badaniu UTST

T [°C]	Rodzaj mieszanki	σ [MPa]	ε [%]
-10	AC AF 8 50/70 - A2	8,0	0,0898
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	7,7	0,1643
	SMA-MA 50/70 - C2	4,7	0,0616
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	6,4	0,0853
-15	AC AF 8 50/70 - A2	7,8	0,0640
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	7,6	0,0597
	SMA-MA 50/70 - C2	5,0	0,0530
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	6,2	0,0482
-20	AC AF 8 50/70 - A2	7,2	0,0313
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	7,4	0,0415
	SMA-MA 50/70 - C2	5,4	0,0238
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	5,7	0,0336

Statystyki opisowe zmiennych parametrów naprężenia oraz odkształcenia w podziale na rodzaj mieszanki przedstawiono w tabelach (Tab. 4-17, Tab. 4-18).

Tab. 4-17. Statystyki opisowe parametru naprężenia przy zniszczeniu w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności

Parametr	Rodzaj mieszanki	<i>n</i>	<i>M</i>	<i>SD</i>	<i>COV</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
Napężenie rozciągające MPa	AC AF 8 50/70	3	7,69	0,40	5,20	0,90	0,176
	AC AF 8 PmB 65/105-80	3	7,58	0,16	2,11		

<i>Parametr</i>	<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>n</i>	<i>M</i>	<i>SD</i>	<i>COV</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
	SMA-MA 8 50/70	3	5,02	0,35	6,97		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3	6,11	0,39	6,38		

Wyniki przedstawione w tabeli (Tab. 4-17) wskazują różnice w naprężeniach rozciągających przy zniszczeniu pomiędzy różnymi rodzajami mieszanek asfaltowych. Wyniki testu sugerują, że naprężenie dla próby było prawdopodobnie normalnie rozłożone.

Tab. 4-18. Statystyki opisowe parametru odkształcenia przy zniszczeniu w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności

<i>Parametr</i>	<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>n</i>	<i>Mdn</i>	<i>Q1, Q3</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
Odkształcenie, %	AC AF 8 50/70	3	0,06	0,05, 0,08		
	AC AF 8 PmB 65/105-80	3	0,06	0,05, 0,11		
	SMA-MA 8 50/70	3	0,05	0,04, 0,06	0,82	0,017
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3	0,05	0,04, 0,07		

Wyniki przedstawione w tabeli (Tab. 4-18) wskazują, że różne rodzaje mieszanek asfaltowych mają podobne właściwości odkształceniowe. Wyniki testu normalności dla grupy AC AF 8 50/70 sugerują, że dane dla tej grupy były odmienne od rozkładu normalnego, ponieważ wartość p jest mniejsza niż wybrany poziom istotności ($p=0,05$).

Podobnie jak w przypadku próby testu TSRST, należy zauważyć, że wielkość próby $N = 12$ była dość mała, co ogranicza możliwość badania hipotez przy użyciu bardziej zaawansowanych modeli wieloczynnikowych. z tego powodu skupiono się na testowaniu hipotez przy użyciu modeli regresji jednoczynnikowych. Wyniki analizy opartej na jednoczynnikowym modelu regresji dostarczają pewnych informacji dotyczących zależności między zmiennymi. Jednak przy tak małej próbie istnieje

większe ryzyko ograniczonej mocy statystycznej i trudności w generalizacji wyników na populację.

Wyniki średnie uzyskane w teście UTST posłużyły do określenia wartości odkształceń i naprężeń granicznych, które następnie wykorzystano w teście pełzania (TCT) i w teście relaksacji naprężeń (RT). Po analizie wyników uzyskanych z badań UTST ustalono, że próbę pełzania (TCT) należy wykonywać przy stałym naprężeniu 1,5 MPa, niezależnie od temperatury badania i rodzaju mieszanki. Wartość ta stanowi około 20% średniej wszystkich uzyskanych wyników, niezależnie od temperatury badania. Takie podejście pozwala na porównanie wszystkich uzyskanych wyników, zarówno pod względem różnic pomiędzy poszczególnymi mieszankami, jak i temperatury, w której przeprowadzono kolejne badania. w przypadku testów relaksacji naprężeń (RT) zasadą było, że zastosowane odkształcenie odpowiadało w przybliżeniu 40% maksymalnego odkształcenia.

Hipoteza 6.1. Oszacowanie istotności wpływu temperatury badania w teście UTST na parametr odkształcenia mieszanki przy zniszczeniu

Do przewidywania parametru odkształcenia przy zniszczeniu na podstawie temperatury w postaci zmiennej niezależnej zastosowano model regresji beta. Jest to miara statystyczna wykorzystywana do określenia siły i kierunku związku między zmienną niezależną, a zmienną zależną.

Wartość pseudo R^2 (współczynnika determinacji dla modeli logistycznych) wynosi 0,76, co oznacza, że zmienność temperatury wyjaśniała około 76 % wariancji odkształcenia. Proces estymacji obejmował 1299 iteracji przy użyciu algorytmu BFGS (Broydena – Fletchera – Goldfarba – Shanno), a następnie 2 iteracje przy użyciu punktacji Fishera w celu udoskonalenia szacunków. Współczynniki dopasowanego modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-19).

Tab. 4-19. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

<i>Zmienna wyjaśniająca</i>	Odkształcenie, %		
	<i>B</i>	<i>CI 95%</i>	<i>p</i>
(Stała)	0,32	0,17 – 0,60	< 0,001
Temperatura, °C	1,12	1,07 – 1,17	< 0,001

Współczynnik dla temperatury wynosił 1,12 i był statystycznie istotny ($p < 0,001$). Oznaczało to, że za każdym razem, gdy temperatura wzrastała o 1,0 stopień Celsjusza, przewidywana wartość odkształcenia wzrastała o 1,12%.

Współczynnik precyzji modelu (ϕ) wynosił 180,23 ($SE = 73,95$) i również jest statystycznie istotny ($p = 0,015$). w regresji beta, współczynnik ϕ odnosi się do precyzji (odwrotności wariancji) rozkładu beta. Wyższe wartości ϕ wskazywały na większą precyzję, co oznacza mniejszą wariancję w rozkładzie odkształcenia. Dodatnia wartość oszacowanego współczynnika ϕ sugeruje pozytywny związek między zmiennymi, natomiast statystyczna istotność współczynnika ϕ wskazuje, że związek między zmiennymi nie wystąpił przypadkowo.

Uzyskane wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H6.1, która zakłada istotny wpływ temperatury na parametr odkształcenia przy zniszczeniu w teście UTST.

Hipoteza 6.2. Oszacowanie istotności wpływu temperatury badania w teście UTST na naprężenia inicjowane w mieszance przy zniszczeniu

Badanie wpływu temperatury na poziom naprężeń przy zniszczeniu mieszanki przeprowadzono przy użyciu jednoczynnikowego modelu regresji liniowej w kontekście testu UTST. Wartość współczynnika determinacji (R^2) wynosi zaledwie 0,01, co oznacza, że jedynie 1% zmienności naprężeń można było wyjaśnić za pomocą zmienności temperatury. Skorygowany współczynnik determinacji (R^2_{adj}) jest ujemny, co wskazuje, że model nie poprawia dopasowania do danych, uwzględniając stopnie swobody i liczbę predyktorów. Statystyka F dla ogólnej istotności modelu wynosi 0,10, przy 1 i 10 stopniach swobody, a powiązana wartość p wynosi 0,747, co nie jest istotne statystycznie. Te wyniki sugerują, że model jako całość nie przynosi znaczącej poprawy w stosunku do modelu zerowego (bez zmiennych wyjaśniających). Współczynniki modelu przedstawiono w tabeli (Tab. 4-20).

Tab. 4-20. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$

Zmienna wyjaśniająca	Napężenie, MPa		
	B	CI 95%	p
(Stała)	7,04	3,99 – 10,09	<0,001
Temperatura, °C	0,03	-0,17 – -0,23	0,747

W ramach analizy regresji liniowej ustalono, że stała modelu, B_0 , ma wartość 7,04 MPa. Oznacza to, że dla próbki o temperaturze 0°C, model przewiduje napężenie na poziomie 7,04 MPa. Wartość p dla tej stałej jest mniejsza niż 0,001, co wskazuje na jej istotność statystyczną.

Współczynnik dla temperatury B_1 , wynosi 0,03, jednak nie jest on istotny statystycznie ($p = 0,747$). To sugeruje, że wzrost temperatury o 1,0°C nie powoduje istotnej zmiany w napężeniach.

Na podstawie tych wyników można wnioskować, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy alternatywnej $H_{6.2}$ i przyjęcia hipotezy zerowej (która zakłada brak istotnego powiązania pomiędzy temperaturą a napężeniem w kontekście testu UTST).

Hipoteza 7.1. Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki w teście UTST na odkształcenia mieszanki przy zniszczeniu

Do przewidywania parametru odkształcenia na podstawie kategoryjnej zmiennej „rodzaj mieszanki” w postaci zmiennej niezależnej zastosowano model regresji beta.

Wartość pseudo R^2 wynosiła 0,1592, co oznacza, że zmienność rodzaju mieszanki wyjaśnia około 16% wariancji odkształcenia. Proces estymacji obejmował 125 iteracji przy użyciu algorytmu BFGS, a następnie 2 iteracje przy użyciu punktacji Fishera w celu udoskonalenia szacunków.

EMMs odkształcenia po wstępnych przekształceniu logitów na średnie wartości odsetek dla poszczególnych rodzajów mieszanek wraz z analizą kontrastów pomiędzy poszczególnymi parami mieszanek przedstawiono odpowiednio w tabelach (Tab. 4-21, tab. 4-22).

Tab. 4-21. EMM odkształceń dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu UTST

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>95% CI ll</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	0,06	0,02	0,03	0,10
AC AF 8 PmB 65/105-80	0,08	0,02	0,04	0,12
SMA-MA 8 50/70	0,05	0,01	0,02	0,08
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	0,06	0,02	0,03	0,09

Tab. 4-22. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu UTST

<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	-0,02	0,02	-0,74	0,975
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	0,01	0,02	0,64	0,988
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	0,00	0,02	0,21	1,000
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	0,03	0,02	1,37	0,673
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	0,02	0,02	0,95	0,918
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-0,01	0,02	-0,43	0,999

Analiza odkształceń EMM dla różnych mieszanek wykazuje, że:

- mieszanka AC AF 8 50/70 i mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80 mają zbliżone wartości odkształceń, wynoszące odpowiednio 0,06 i 0,08. Różnica między nimi wynosi -0,02, co sugeruje, że te dwie mieszanki mają podobne poziomy odkształceń ($p > 0,050$);
- porównując mieszankę AC AF 8 50/70 do mieszanki SMA-MA 50/70 obserwuje się różnicę 0,01 w wartościach odkształceń EMM (0,06 dla pierwszej mieszanki i 0,05 dla drugiej mieszanki). Ta różnica tak samo nie jest istotna statystycznie;
- mieszanka AC AF 8 50/70 i mieszanka SMA-MA 8 PmB 65/105-80 mają identyczne wartości odkształceń EMM, wynoszące 0,06. Uzyskana wartość $p = 1,000$ sugeruje, że te dwie mieszanki wykazują podobne poziomy odkształceń i nie ma znamionnego kontrastu między nimi;
- różnica między mieszanką AC AF 8 PmB 65/105-80 a mieszanką SMA-MA 50/70 wynosi 0,03 w odkształceniach EMM (0,08 dla pierwszej mieszanki i 0,05 dla drugiej mieszanki). Jednak wartość $p = 0,673$ wskazuje, że ta różnica również nie jest istotna statystycznie;
- odkształcenia EMM dla mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80 oraz mieszanki SMA-MA 8 PmB 65/105-80 są zbliżone i wynoszą odpowiednio 0,08 i 0,06.

Różnica między nimi wynosi 0,02, co sugeruje, że te mieszanki mają podobne średnie odkształcenia;

- odkształcenia EMM dla mieszanki SMA-MA 50/70 i mieszanki SMA-MA 8 PmB 65/105-80 są również zbliżone (0,05 i 0,06). Różnica między nimi wynosi -0,01, co wskazuje na podobne średnie poziomy odkształceń tych mieszanek.

Podsumowując, chociaż zaobserwowano niewielkie różnice w odkształceniach między poszczególnymi mieszankami, analiza statystyczna wskazuje, że różnice te nie są znamienne. w związku z tym dane dostarczyły mocnych dowodów na brak znaczących różnic w odkształceniach przy zniszczeniu między analizowanymi mieszankami w przyjętych warunkach badawczych.

Na podstawie tych wyników można wnioskować, że nie istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej (która zakłada brak istotnego powiązania pomiędzy rodzajem mieszanki a poziomem odkształcenia w kontekście testu UTST) i przyjęcia hipotezy alternatywnej H7.1.

Hipoteza 7.2. Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki w teście UTST na naprężenia mieszanki przy zniszczeniu

Oszacowanie efektu kategoryjalnej zmiennej „rodzaj mieszanki” na poziom naprężenia przy zniszczeniu przeprowadzono w oparciu o jednoczynnikowy model regresji liniowej. Dopasowany model wyjaśnia statystycznie istotną i znaczącą część wariancji ($R^2 = 0,94$, $R^2_{adj} = 0,92$). Wyniki testu F, $F(3, 8) = 42,05$, $p < 0,001$, sugerują, że model jako całość przynosi znaczącą poprawę w stosunku do modelu zerowego.

EMMs naprężenia dla poszczególnych rodzajów mieszanek oraz oszacowanie istotności różnic naprężeń pomiędzy poszczególnymi parami mieszanek przedstawiono odpowiednio w tabelach (Tab. 4-23, Tab. 4-24).

Tab. 4-23. EMM naprężeń przy zniszczeniu dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu UTST

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>95% CI ll</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	7,69	0,20	8	7,24	8,15
AC AF 8 PmB 65/105-80	7,58	0,20	8	7,13	8,04
SMA-MA 8 50/70	5,02	0,20	8	4,56	5,47
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	6,11	0,20	8	5,66	6,57

Na podstawie powyższej tabeli (Tab. 4-23) wykazano, że najwyższe EMM naprężeń przy zniszczeniu zaobserwowano dla mieszanek "AC AF 8 50/70" i "AC AF 8 PmB 65/105-80", z wartościami odpowiednio 7,69 i 7,58. Najniższe EMM naprężeń występuje w przypadku mieszanki SMA-MA 50/70 (5,02).

Tab. 4-24. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu UTST, $df = 8$

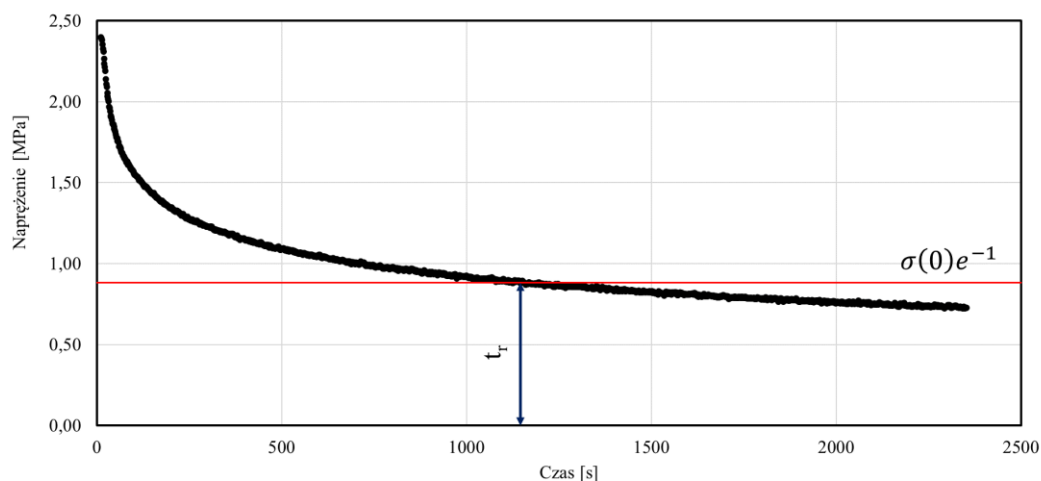
<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	0,11	0,28	0,40	0,999	0,33
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	2,68	0,28	9,60	< 0,001	7,84
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	1,58	0,28	5,68	0,003	4,64
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	2,56	0,28	9,20	< 0,001	7,51
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	1,47	0,28	5,28	0,004	4,31
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-1,09	0,28	-3,92	0,026	-3,20

Wyniki przedstawione w tabeli (Tab. 4-24) sugerują, że czynnik „rodzaj mieszanki” ma istotny wpływ na naprężenia. w szczególności mieszanki AC AF 8 50/70 i AC AF 8 PmB 65/105-80 charakteryzują się wyższymi naprężeniami w porównaniu do mieszanek SMA-MA 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80. z kolei naprężenie inicjowane w SMA-MA 8 PmB 65/105-80 jest istotnie większe w porównaniu do naprężenia pomierzonego w SMA-MA 8 50/70. Jednakże nie odnotowano istotnej różnicy pomiędzy mieszankami AC AF 8 50/70 i AC AF 8 PmB 65/105-80. Wielkości efektów w przypadku istotnych różnic oceniono jako duże, w związku z czym wyniki te mają również praktyczne znaczenie.

Uzyskane wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H7.2, która zakłada istotny wpływ czynnika *rodzaju mieszanki* na parametr naprężenia w teście UTST.

4.2.3. Ocena wyników próby testu RT

W badaniu relaksacji naprężeń RT analizowano cztery mieszanki ze względu na naprężenia maksymalne wywołane przez zadane odkształcenie oraz czas relaksacji (t_r) w przyjętych temperaturach badawczych (-10°C -15°C, -20°C). Przykładowy przebieg czasowy w badaniu RT dla mieszanki SMA-MA 8 PmB 65/105-80 w temperaturze -15°C przedstawiono na wykresie (Rys. 4.5.).



Rys. 4-5. Przykładowy przebieg czasowy w badaniu RT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80 w temperaturze -15°C

Uzyskane wyniki czasu relaksacji (t_r) dla wszystkich badanych mieszanek przedstawiono w tabelach (Tab. 4-25, 4-26, 4-27, 4-28).

Tab. 4-25. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla AC AF 8 50/70

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t_r) [s]	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współczynnik zmienności COV
-20°C	1	10813	9374	1331	14,2
	2	8187			
	3	9123			
-15°C	1	1130	1254	119	9,5
	2	1366			
	3	1266			
-10°C	1	270	242	40	16,4
	2	214			
	3	213			

Tab. 4-26. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla AC AF 8 PmB 65/105-80

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t_r) [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	17152	15744	1561	9,9
	2	14065			
	3	16015			
-15°C	1	1105	1289	159	12,4
	2	1390			
	3	1372			
-10°C	1	271	304	47	15,6
	2	338			
	3	337			

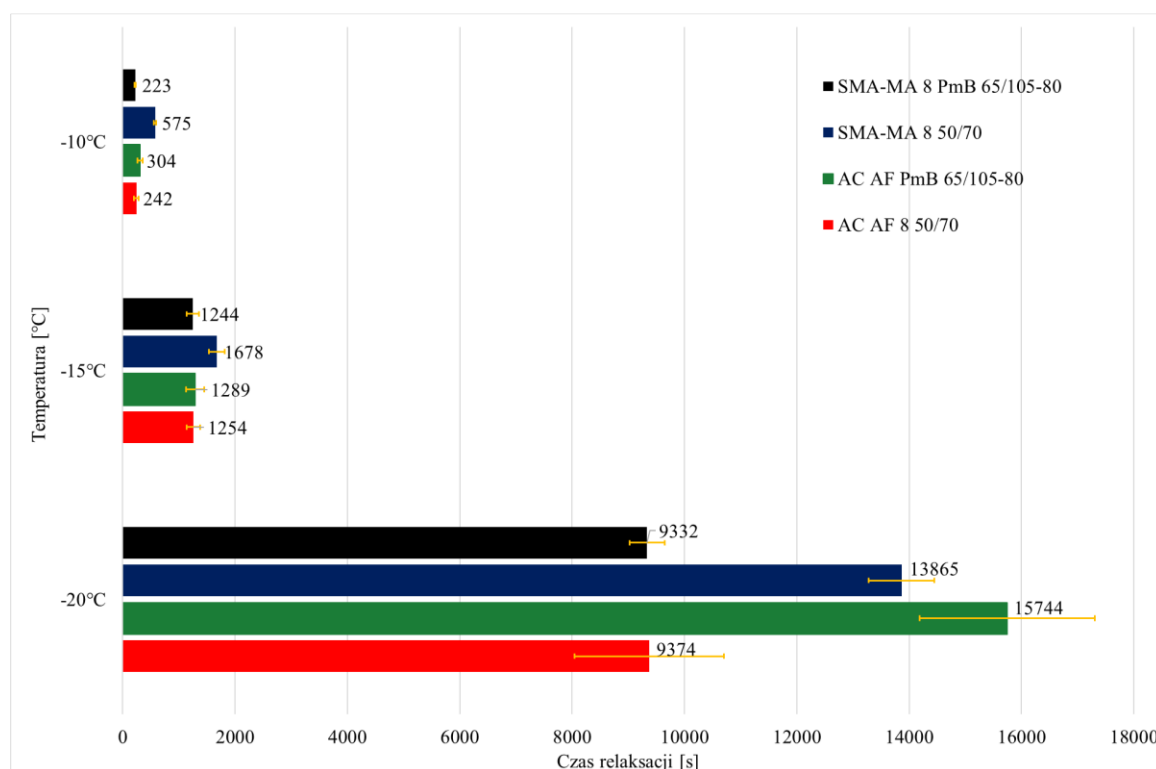
Tab. 4-27. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla SMA MA 8 50/70

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t_r) [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	14331	13865	584	4,2
	2	13210			
	3	14054			
-15°C	1	1805	1678	140	8,4
	2	1702			
	3	1528			
-10°C	1	535	575	21	3,6
	2	564			
	3	626			

Tab. 4-28. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	9585	9332	314	3,4
	2	8980			
	3	9431			
-15°C	1	1114	1244	112	9,0
	2	1317			
	3	1300			
-10°C	1	227	223	9	4,1
	2	230			
	3	213			

W celu analizy uzyskanych wyników badań wartości średnie czasu relaksacji z tabel powyżej przedstawiono na wykresie (Rys. 4-6).

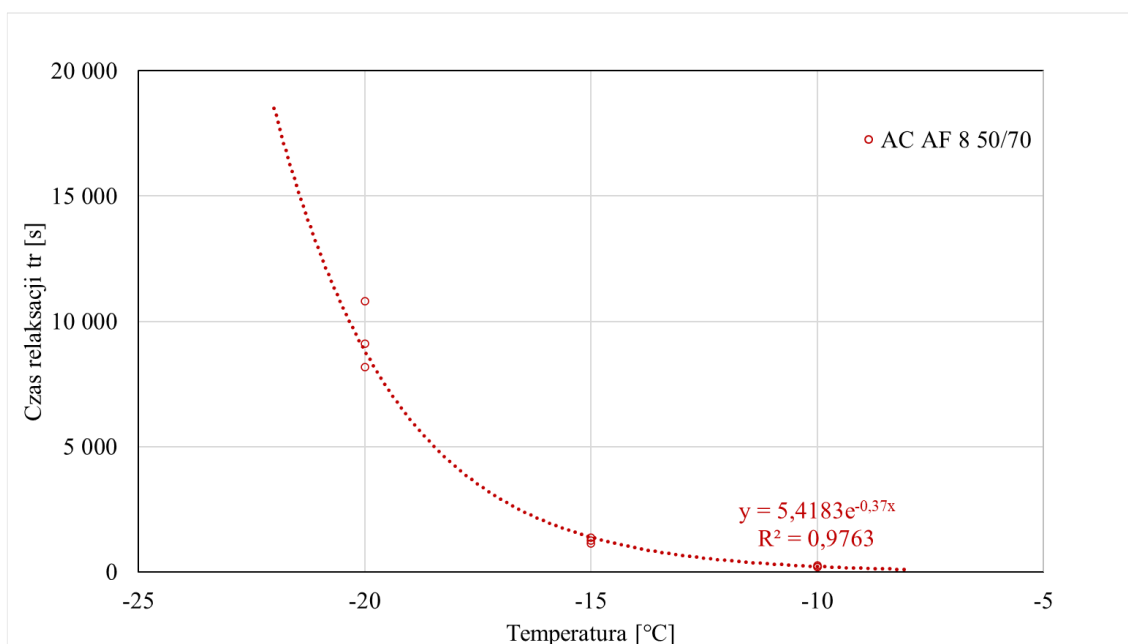


Rys. 4-6. Zestawienie średnich czasów relaksacji mieszanek dla T= -10°C, -15°C, -20°C

Można zauważyć, że w zakresie temperatur badawczych -10°C i -15°C czasy relaksacji mieszanek AC AF 8 50/70, AC AF 8 PmB 65/105-80 oraz SMA-MA PmB

65/105-80 uzyskane w teście RT są porównywalne. Dłuższym czasem relaksacji charakteryzuje się mieszanka SMA-MA 8 50/70. w przypadku badania w temperaturze – 20°C różnice między mieszankami są większe z obserwacją, że najszybciej relaksują naprężenia SMA-MA na asfalcie modyfikowanym i AC AF na asfalcie drogowym.

Przykładowy wykres wartości czasów relaksacji w zależności od temperatury dla mieszanki AC AF 8 50/70 przedstawiono na Rys. 4-7.



Rys. 4-7. Zależność czasu relaksacji od temperatury w badaniu RT dla AC AF 8 50/70

Przebieg funkcji wskazuje, że temperatura mieszanek wpływa w sposób wykładniczy na czas ich relaksacji. Uzyskane wyniki przedstawić można w funkcji logarytmicznej $\log_{10}(t_r)$, co opisuje zależność (4.2):

$$\log_{10}(t_r) = ae^{bT} \quad (4.2)$$

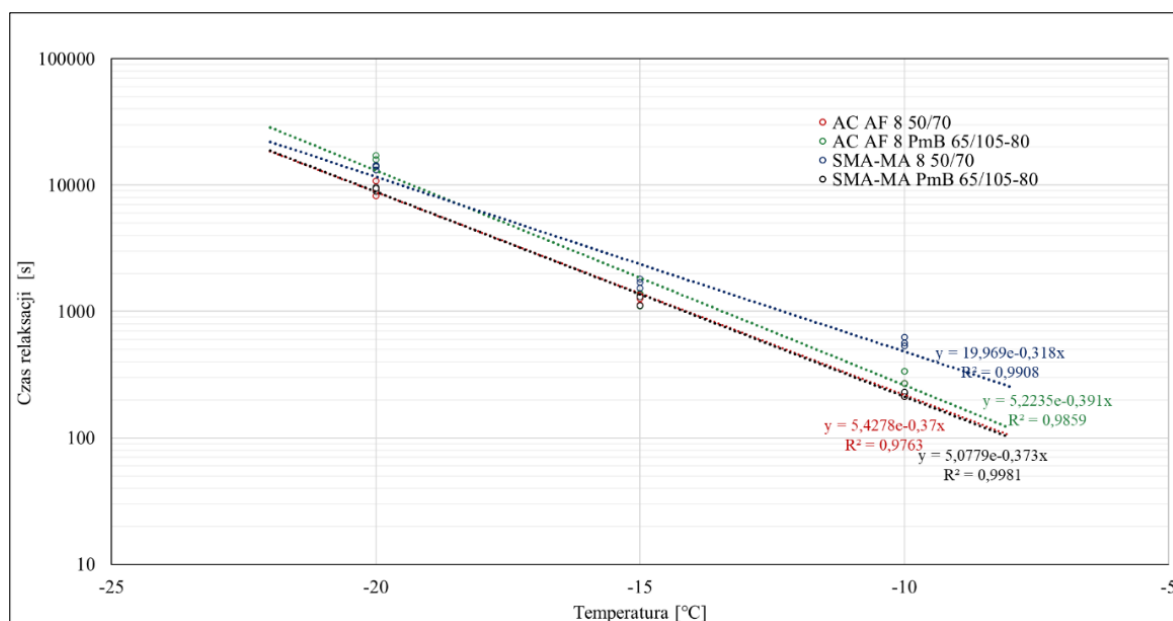
gdzie:

$\log_{10}(t_r)$ – logarytm z czasu relaksacji;

T – temperatura wykonywanego oznaczenia, °C;

a, b – współczynniki regresji.

Takie przekształcenie matematyczne uzyskanych wyników badań ułatwia porównanie ich ze sobą w sposób graficzny, co przedstawiono na wykresie (Rys. 4-8).



Rys. 4-8. Zależność logarytmu czasu relaksacji od temperatury oznaczenia (dopasowanie do funkcji wykładniczej)

Wyniki regresji zestawiono w tabeli (Tab. 4-29). Dopasowanie wyrażone współczynnikiem determinacji R^2 jest bardzo duże (≥ 0.98).

Tab. 4-29. Wyniki regresji zależności logarytmu z czasu relaksacji naprężeń od temperatury w badaniu RT (zależność wykładnicza)

Rodzaj mieszanki	a	b	R^2
AC AF 8 50/70	5,43	-0,37	0,98
AC AF 8 PMB 65/105-80	5,22	-0,39	0,99
SMA-MA 8 50/70	19,97	-0,32	0,99
SMA-MA 8 PMB 65/105-80	5,08	-0,37	1,00

Porównując współczynniki regresji przedstawione w Tab. 4-29 można zauważyć, że współczynnik kierunkowy „b” określający tempo spadku funkcji wykładniczej jest zbliżony dla wszystkich badanych mieszanek. Oznacza to, że badane mieszanki nie różnią się istotnie w zakresie charakterystyki zmiany czasu relaksacji od temperatury.

Statystyki opisowe zmiennych próby RT w podziale na rodzaj mieszanki przedstawiono w tabelach (Tab. 4-30).

Tab. 4-30. Statystyki opisowe zmiennych próby RT w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności

<i>Parametr</i>	<i>Rodzaj mieszanek</i>	<i>n</i>	<i>Mdn</i>	<i>Q1, Q3</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
Odkształcenie, %	AC AF 8 50/70	9	0,02	0,02, 0,03	0,82	< 0,001
	AC AF 8					
	PmB 65/105-80	9	0,02	0,02, 0,03		
	SMA-MA 8 50/70	9	0,03	0,02, 0,03		
	SMA-MA 8					
	PmB 65/105-80	9	0,02	0,02, 0,03		
N_{max} , MPa	AC AF 8 50/70	9	2,80	2,54; 3,11	0,91	0,011
	AC AF 8					
	PmB 65/105-80	9	3,13	2,44; 4,00		
	SMA-MA 8 50/70	9	2,96	2,54; 3,16		
	SMA-MA 8					
	PmB 65/105-80	9	2,58	2,28; 2,93		
Czas relaksacji, s	AC AF 8 50/70	9	3620,28	241,76; 8654,9	0,73	< 0,001
	AC AF 8 PmB 65/105-80	9	5782,69	337,28; 15040,00		
	SMA-MA 8 50/70	9	5372,80	575,03; 13420,80		
	SMA-MA 8					
	PmB 65/105-80	9	3599,68	228,30; 9206,00		

Z danych w tabeli (Tab. 4-30) wykazano, że rozkłady badanych parametrów odbiegają od rozkładu normalnego. Parametr N_{max} i czas relaksacji są najbardziej zróżnicowanymi parametrami, podczas gdy odkształcenie jest stałe (co potwierdza prawidłowe warunki badania). Analiza czasu relaksacji naprężeń w mieszkankach

mineralno-asfaltowych przy użyciu metody RT jest trudna, zwłaszcza przy niskich temperaturach. Wynika to z faktu, że nawet niewielkie odkształcenia materiału mogą powodować znaczące zmiany w naprężeniach, co jest szczególnie widoczne na wstępnym etapie eksperymentu. w ekstremalnych sytuacjach takie zjawisko może nawet doprowadzić do nagłego uszkodzenia badanej próbki.

Hipoteza 8 Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki w teście RT na czas relaksacji

W celu oszacowania wpływu kategoryjnej zmiennej „rodzaj mieszanki” na „czas relaksacji”, zastosowano model regresji liniowej. Przeprowadzono analizę na stosunkowo licznej próbie w celu minimalizacji efektów zakłóceń. Umożliwiło to uwzględnienie dodatkowych kowariantów, takich jak parametry odkształcenia (odkształcenie), maksymalne naprężenie (N_{max}) oraz temperatura.

Po dopasowaniu pierwotnego modelu odnotowano zjawisko współliniowości pomiędzy predyktorami, co skutkowało wyeliminowaniem stałego parametru „odkształcenie”. w rezultacie, ostateczny model regresji składał się z predyktorów: *rodzaj mieszanki*, N_{max} oraz *temperatura*.

Dopasowany model finałowy wykazuje statystycznie istotny wpływ na czas relaksacji, a jednocześnie wyjaśnia istotną część wariancji danych ($R^2 = 0,86$, $F(5, 28) = 34,68$, $p < 0,001$, $R^2_{adj} = 0,84$).

Wyniki analizy porównującej czasy relaksacji między różnymi typami mieszanek przedstawiono w tabelach (Tab. 4-31, Tab. 4-32). Tab. 4-31 zawiera EMMs czasów relaksacji dla każdego typu mieszanki, wraz z ich błędami standardowymi i 95% przedziałami ufności. Tabela (Tab. 4-32) przedstawia wyniki analizy kontrastu.

Tab. 4-31. EMM czasów relaksacji dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu RT

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>95% CI Il</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	3620,28	1032,56	28	1505,20	5735,38
AC AF 8 PmB 65/105-80	5782,69	730,36	28	4286,61	7278,76
SMA-MA 8 50/70	5372,80	794,43	28	3745,49	7000,10
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3599,68	1061,50	28	1425,30	5774,06

W oparciu o wyniki (Tab. 4-31) wykazano, że różne rodzaje mieszanek asfaltowych mają różne właściwości relaksacyjne. Najdłuższy czas relaksacji

odnotowano w przypadku mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80, a najkrótszy - SMA-MA 8 PmB 65/105-80. Jednak duże błędy standardowe i szerokie przedziały ufności wskazywały na wyraźną zmienność tych wyników.

Tab. 4-32. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu RT, $df = 28$

<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	-2162,41	860,04	-2,51	0,103	-1,30
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	-1752,52	867,49	-2,02	0,279	-1,05
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	20,6	58,68	0,35	1,000	0,18
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	409,89	792,20	0,52	0,996	0,25
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	2183,01	730,95	2,99	0,034	1,48
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	1773,12	710,78	2,49	0,108	1,23

Analizując wartości kontrastów w Tab. 4-32 wykazano, że największa różnica w czasach relaksacji występowała pomiędzy AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 (2183,01), co wskazuje, że AC AF 8 PmB 65/105-80 ma średnio dłuższy czas relaksacji. Wartość p wynosi 0,034, co sugeruje, że ta różnica jest statystycznie istotna na poziomie 0,05. Największą wielkość efektu obserwuje się dla kontrastu AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 ($d=1,48$), co sugeruje silny efekt. Pozostałe pary kontrastów nie wykazują statystycznej istotności ($p > 0,050$), co sugeruje, że różnice w czasach relaksacji pomiędzy tymi parami grup były prawdopodobnie wynikiem przypadkowych fluktuacji próbkowania, a nie prawdziwych różnic w populacjach. Mimo to kontrasty SMA-MA 8 50/70 - SMA-MA 8 PmB 65/105-80 oraz AC AF 8 50/70 - AC AF 8 PmB 65/105-80 wykazywały relatywnie duże efekty (odpowiednio $d=1,23$ i $d=1,30$), co sugeruje, że różnice te mogły być praktycznie istotne, mimo braku statystycznej istotności.

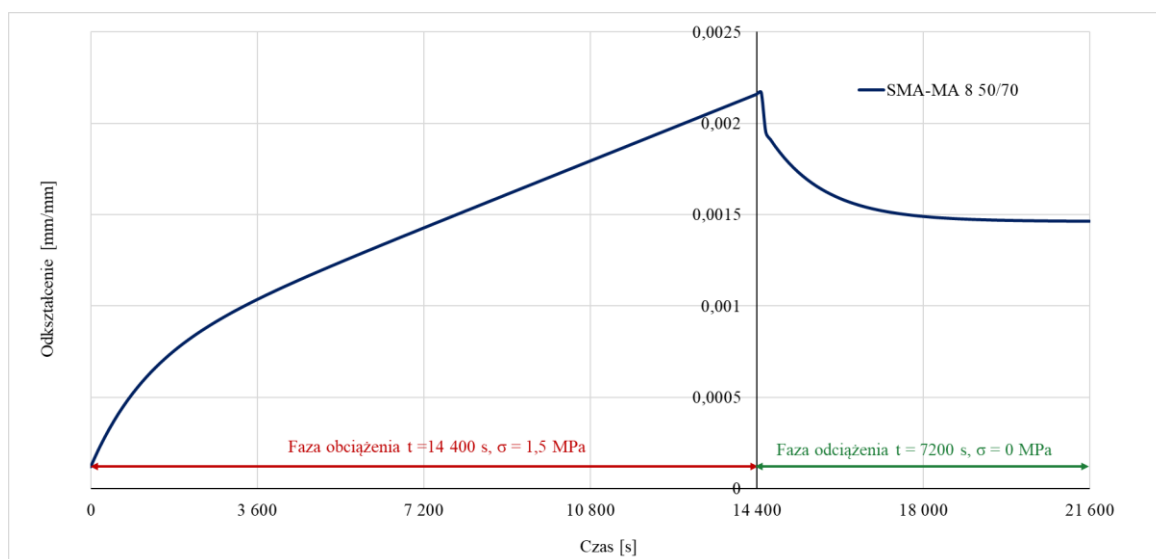
Uzyskane wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H_8 , która

zakłada istotny wpływ czynnika „rodzaj mieszanki” na parametr czasu relaksacji w teście RT.

4.2.4. Ocena wyników próby testu TCT

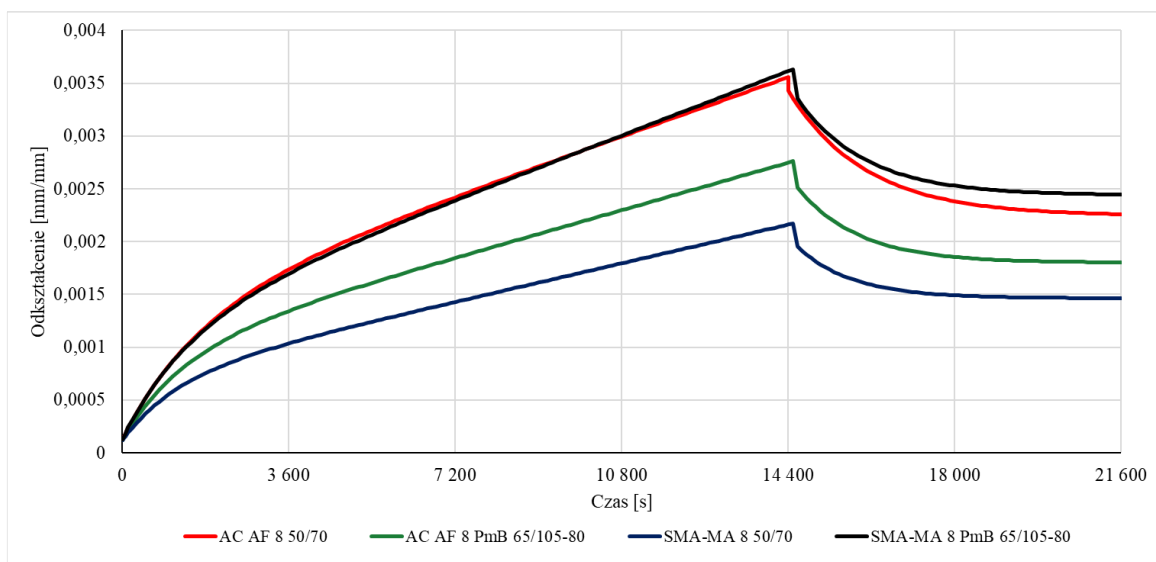
Wyznaczenie parametrów modelu Burgersa badanych mieszanek

Do analizy reologicznych właściwości mieszanek AC AF i SMA-MA zastosowano opisany w rozdziale 2.3.4. model liniowo-lepkosprężysty Burgersa. w badaniu pełzania (TCT) określono zmianę odkształcenia w czasie w dwóch fazach: obciążenia trwającego 14400 s (naprężenie równe 1,5 MPa) oraz odciążenia trwającego 7200 s (przy zerowym naprężeniu). Warunki badania przedstawiono na wykresie (Rys. 4-9) i przedstawiają one zmianę odkształcenia w czasie dla mieszanki SMA-MA 8 50/70 badanej w temperaturze -10°C .

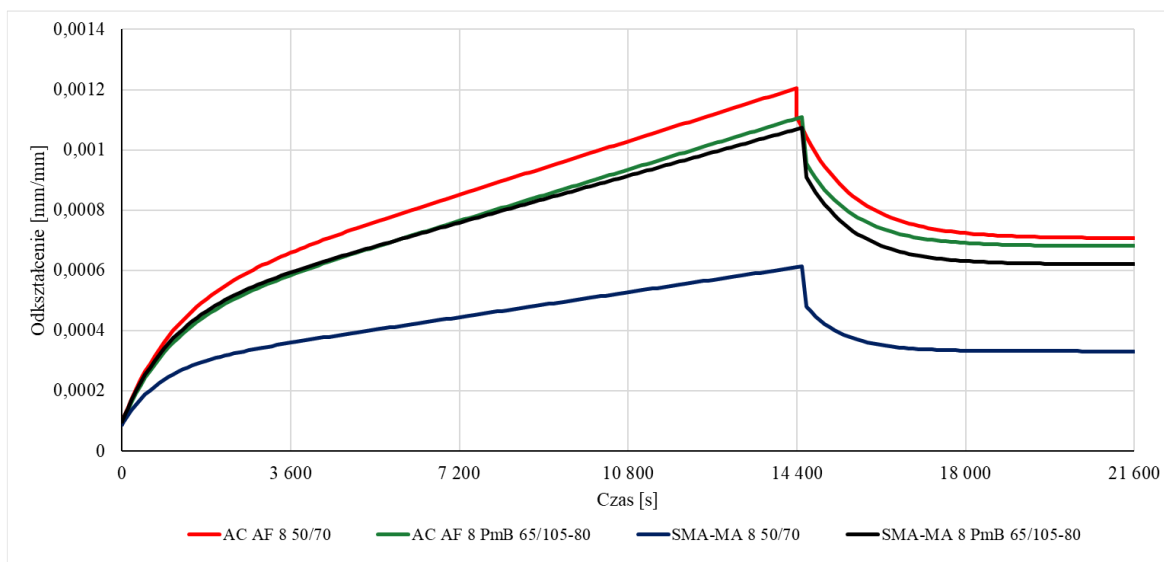


Rys. 4-9. Warunki badania TCT dla SMA-MA 8 50/70 w temperaturze -10°C

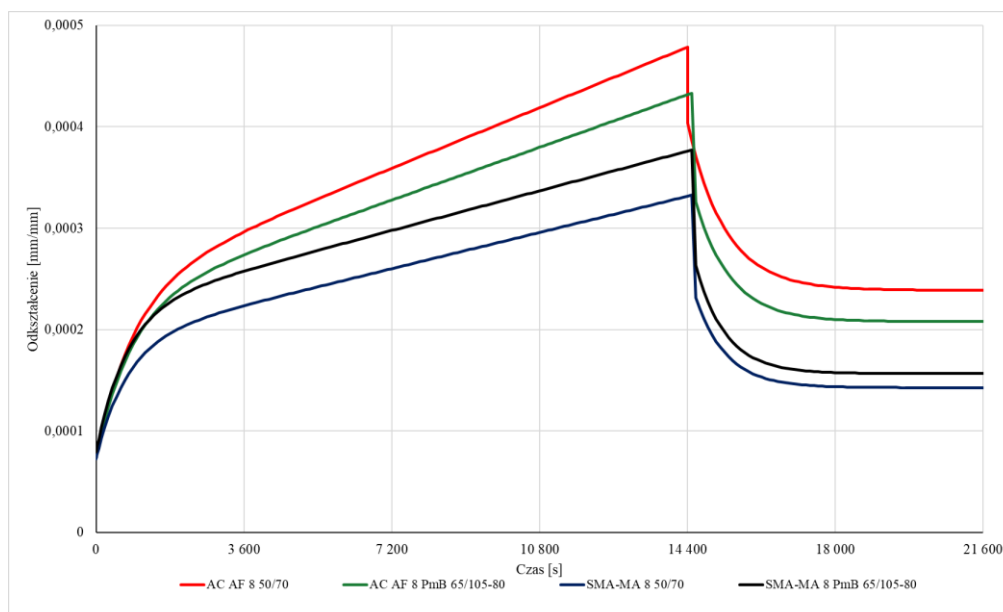
Wykresy odkształcenia od czasu (dla fazy I i II) dla poszczególnych temperatur przedstawiono na wykresach (Rys. 4-10, Rys. 4-11, Rys. 4-12).



Rys. 4-10. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -10°C

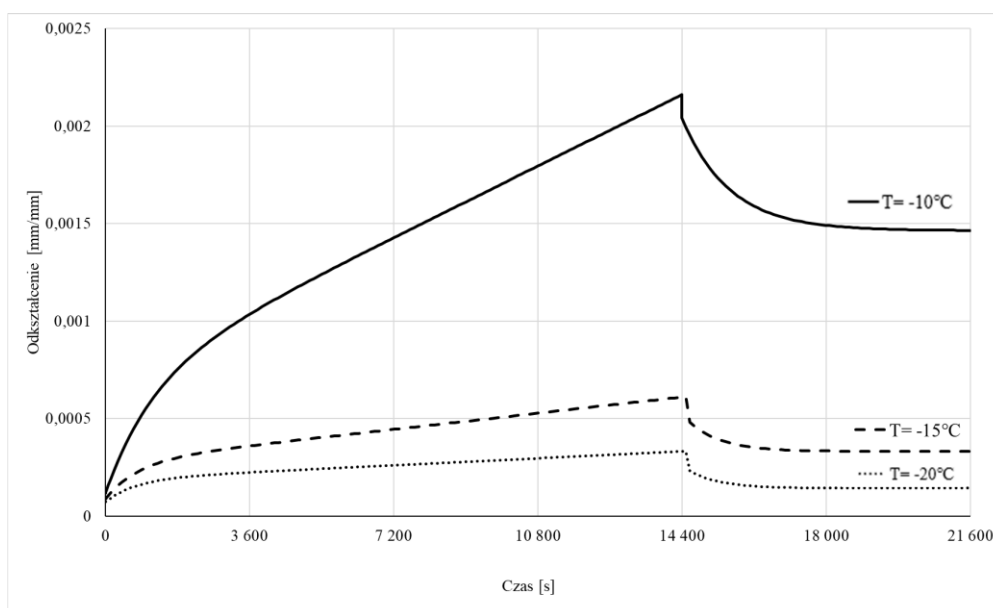


Rys. 4-11. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -15°C



Rys. 4-12. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -20°C

Porównując charakterystyki przebiegów wykresów odkształcenia od czasu można zauważyć, że maksymalne odkształcenia rejestrowane w czasie $t = 14400$ s w temperaturze -15°C i -20°C są mniejsze w porównaniu do odkształceń osiąganych w temperaturze -10°C (odpowiednio o około 3-4 razy i ok. 7-10 razy). Zależność tą przedstawiono na wykresie (Rys. 4-13) dla mieszanki SMA-MA PmB 65/105-80 jako średnią z uzyskanych wyników testu pełzania dla poszczególnych temperatur badawczych.



Rys. 4-13. Porównanie pełzania dla mieszanki SMA-MA PmB 65/105-80 w różnych temperaturach

Parametry modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 , η_2) wyznaczono na podstawie zmiany odkształcenia w fazie obciążenia wykorzystując MNK (metoda najmniejszych kwadratów) i przedstawiono w formie tabelarycznej (Tab. 4-33, Tab. 4-34, Tab. 4-35).

Tab. 4-33. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze -10°C

T [°C]	Rodzaj mieszanki	Oznacz.	σ [MPa]	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	η_1 [MPa·s] $\times 10^6$	η_2 [MPa·s] $\times 10^6$	t_r (TCT) [s]
-10	AC AF 8 50/70 - A2	Próbka 1	1,5	11251	1729	9,63	2,13	856
		Próbka 2	1,5	10600	968	7,88	1,54	743
		Próbka 3	1,5	12345	1265	10,6	1,92	855
		Próbka 4	1,5	11576	1107	8,66	1,74	748
		Średnia	1,5	11443	1267	9,18	1,83	801
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	Próbka 1	1,5	12070	1757	10,33	2,42	856
		Próbka 2	1,5	15274	3276	26,43	4,08	731
		Próbka 3	1,5	12521	1601	8,11	1,82	648
		Próbka 4	1,5	12124	1383	8,53	2,15	703
		Próbka 5	1,5	9971	1049	6,66	1,56	668
		Średnia	1,5	12392	1813	12,01	2,41	721
	SMA-MA 50/70 - C2	Próbka 1	1,5	12155	2497	10,79	2,94	888
		Próbka 2	1,5	12205	2542	16,89	3,17	1384
		Próbka 3	1,5	12750	2726	15,63	3,03	1226
		Próbka 4	1,5	13504	2598	15,73	3,12	1165
		Średnia	1,5	12654	2591	14,76	3,07	1166
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	Próbka 1	1,5	12245	1408	7,95	2,19	649
		Próbka 2	1,5	11390	1333	8,5	2,03	746
		Próbka 3	1,5	11251	1493	9,5	2,1	836
		Próbka 4	1,5	11364	1493	9,5	2,1	845
		Średnia	1,5	11563	1431	8,86	2,11	769

Tab. 4-34. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze -15°C

T [°C]	Mieszanka	Oznac.	σ [MPa]	E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	η_1 [MPa·s] ×10 ⁶	η_2 [MPa·s] ×10 ⁶	t _r (TCT) [s]
-15	AC AF 8 50/70 - A2	Próbka 1	1,5	14255	3546	34,49	3,78	2420
		Próbka 2	1,5	16953	4343	30,51	4,84	1800
		Próbka 3	1,5	15337	3294	26,8	4,14	1744
		Średnia	1,5	15515	3728	30,58	4,25	1988
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	Próbka 1	1,5	15941	3780	31,45	4,64	1973
		Próbka 2	1,5	15274	3276	26,43	4,08	1731
		Próbka 3	1,5	17348	6606	41,56	5,4	2395
		Próbka 4	1,5	16115	4432	27,57	4,7	1711
		Średnia	1,5	16170	4524	31,75	4,71	1953
	SMA-MA 50/70 - C2	Próbka 1	1,5	15966	6453	50,58	5,02	3168
		Próbka 2	1,5	16411	8323	78,75	6,6	4799
		Próbka 3	1,5	16549	6419	45,16	5,85	2729
		Próbka 4	1,5	19244	10229	86,38	7,9	4489
		Średnia	1,5	17043	7856	65,22	6,34	3796
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	Próbka 1	1,5	15190	4180	38,58	4,27	2540
		Próbka 2	1,5	15870	6031	47,08	5,63	2967
		Próbka 3	1,5	14662	3156	26,28	3,51	1792
		Próbka 4	1,5	15527	3723	27,41	4,4	1765
		Średnia	1,5	15312	4273	34,84	4,45	2266

Tab. 4-35. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze -20°C

T [°C]	Mieszanka	Oznac.	σ [MPa]	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	η_1 [MPa·s] $\times 10^6$	η_2 [MPa·s] $\times 10^6$	t_r (TCT) [s]
-20	AC AF 8 50/70 - A2	Próbka 1	1,5	20259	8746	83,26	8,03	4110
		Próbka 2	1,5	19392	8740	84,2	7,74	4342
		Próbka 3	1,5	20180	9850	103,9	9,11	5151
		Średnia	1,5	19944	9112	90,47	8,29	4534
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	Próbka 1	1,5	20916	12252	129,43	9,37	6188
		Próbka 2	1,5	19620	8717	89,47	8,18	4560
		Próbka 3	1,5	19634	9208	92,87	8,16	4730
		Średnia	1,5	20057	10059	103,92	8,57	5159
	SMA-MA 50/70 - C2	Próbka 1	1,5	20050	11543	133,35	9,15	6651
		Próbka 2	1,5	20903	15461	183,4	10,67	8774
		Próbka 3	1,5	20959	11760	137,2	9,21	6514
		Średnia	1,5	20637	12921	151,32	9,68	7313
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	Próbka 1	1,5	20132	14003	186,03	9,67	9241
		Próbka 2	1,5	18962	9781	136,92	6,55	7221
		Próbka 3	1,5	17797	8274	90,77	7,19	5100
		Średnia	1,5	18964	10686	137,91	7,80	7187

W procesie oceny właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych w warunkach niskich temperatur kluczową rolę odgrywają parametry takie E_1 i η_1 . Stawia się zatem kryteria (4.3 i 4.4), umożliwiające porównanie badanych materiałów między sobą pod kątem ich zachowania reologicznego w ujemnych temperaturach:

$$E = \min E_i \quad (4.3)$$

$$\eta = \min \eta_i \quad (4.4)$$

Interpretacja przedstawionego kryterium jest następująca: za najbardziej odporną na pęknięcia niskotemperaturowe mieszankę mineralno-asfaltową uznaje się tę, która przy ujemnych temperaturach wykazuje najmniejsze wartości modułu sprężystości E_1 oraz współczynnika lepkości η_1 . Taka mieszanka w niskich temperaturach generuje mniejsze naprężenia termiczne, co przekłada się na mniejszą skłonność do pęknięć.

Ponadto, niższe wartości współczynnika lepkości η_1 w warstwach asfaltowych sprzyjają szybszej relaksacji naprężeń podczas ekspozycji na niskie temperatury. Parametry E_2 oraz η_2 są charakterystyczne dla modelu Kelvina-Voight'a i są związane z odkształceniami, które zachodzą z pewnym opóźnieniem. w celu porównania poszczególnych rodzajów mieszanek oraz oceny normalności rozkładu przeprowadzono odpowiednie testy statystyczne i przedstawiono wyniki w tabeli (Tab. 4-36). Całkowita liczba pomiarów wynosiła $N = 44$, a liczba pomiarów dla poszczególnych mieszanek różniła się w zależności od rodzaju, oscylując między 10 a 12.

Tab. 4-36. Statystyki opisowe zmiennych próby TCT w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności

<i>Parametr</i>	<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>n</i>	<i>Mdn</i>	<i>Q1, Q3</i>	<i>W</i>	<i>p</i>
E_1 , MPa	AC AF 8 50/70	10	14796,00	11768,25, 18782,25	0,93	0,009
	AC AF 8 PmB 65/105-80	12	15607,50	12421,75, 17916,00		
	SMA-MA 8 50/70	11	16411,00	13127,00, 19647,00		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	11	15190,00	11817,50, 16833,50		
E_2 , MPa	AC AF 8 50/70	10	3420,00	1381,20, 7640,44	0,92	0,004
	AC AF 8 PmB 65/105-80	12	3528,01	1718,19, 7133,73		
	SMA-MA 8 50/70	11	6453,00	2661,86, 10886,23		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	11	3723,00	1492,80, 7152,52		
η_1 , MPa·s	AC AF 8 50/70	10	28,63	9,86, 71,07	0,82	< 0,001
	AC AF 8 PmB 65/105-80	12	27,00	9,88, 53,54		
	SMA-MA 8 50/70	11	50,58	16,31, 109,86		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	11	27,41	9,50, 68,92		
η_2 , MPa·s	AC AF 8 50/70	10	3,96	1,97, 7,02	0,92	0,004
	AC AF 8 PmB 65/105-80	12	4,36	2,35, 6,09		
	SMA-MA 8 50/70	11	5,85	3,14, 8,53		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	11	4,27	2,14, 6,09		
Czas relaksacji $t_r(TCT)$, s	AC AF 8 50/70	10	1772,13	855,25, 3687,55	0,85	< 0,001
	AC AF 8 PmB 65/105-80	12	1721,82	813,50, 2921,32		
	SMA-MA 8 50/70	11	3167,85	1305,00, 5656,28		
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80	11	1792,25	840,50, 4033,28		

Tabela 4-36 przedstawia statystyki opisowe dla wyznaczonych parametrów dla różnych rodzajów mieszanek mineralno-asfaltowych. Warto zauważyć, że każdy rodzaj mieszanki miał swoją własną unikalną dystrybucję dla każdego parametru.

Mediana wartości parametru E_1 dla badanych mieszanek asfaltowych różni się, obliczono najwyższą medianą dla SMA-MA 8 50/70 (16411,00 MPa), a najniższą dla AC AF 8 50/70 (14796,00 MPa). Jednak rozstępy międzykwartylowe dla każdej z grup są podobne, co sugeruje, że zmienność wewnątrz grup jest podobna. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 wykazuje znacznie wyższy poziom parametru E_2 ($Mdn = 6453,00$ MPa) w porównaniu do pozostałych mieszanek, co przekłada się na mniejsze odkształcenia opóźnione. Inne mieszanki mają porównywalne mediany i zakresy międzykwartylowe, sugerując podobną zmienność. w przypadku parametru η_1 również SMA-MA 50/70 wyróżnia się najwyższą medianą (50,58 MPa·s), podczas gdy pozostałe mieszanki mają podobne mediany. Rozstępy międzykwartylowe są dość szerokie dla wszystkich grup, co wskazuje na dużą zmienność wewnątrz grup. w przypadku parametru η_2 , SMA-MA 50/70 ponownie wykazuje najwyższą medianę (5,85 MPa·s), w porównaniu z pozostałymi mieszankami mającymi zbieżne wartości mediany. Czas relaksacji jest również najdłuższy dla SMA-MA 8 50/70 ($Mdn = 3167,85$ s), w porównaniu z pozostałymi mieszankami wykazującymi znacznie krótsze czasy. Wartości te są jednak dość zmienne, jak wskazuje szeroki rozstęp międzykwartylowy.

Podsumowując, wszystkie parametry wykazują pewne różnice między grupami. Wszystkie parametry wykazują również znaczną zmienność wewnątrz grup, co jest widoczne na podstawie szerokich rozstępów międzykwartylowych. Testy normalności (Shapiro-Wilka) dla wszystkich parametrów wykazują istotne wartości ($p < 0,05$), co sugeruje odbieganie ich rozkładów od normalności. Na uwagę zasługuje fakt, że mieszanka SMA-MA 8 50/70 wyróżnia się pod względem mediany we wszystkich zmiennych modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 , η_2).

Wszystkie parametry wykazują również znaczną zmienność wewnątrz grup, co jest widoczne na podstawie szerokich rozstępów międzykwartylowych. Testy normalności (Shapiro-Wilka) dla wszystkich parametrów wykazują istotne wartości ($p < 0,05$), co sugerowało odbieganie ich rozkładów od normalności.

Ocena zależności czasu relaksacji w badaniu TCT od temperatury badania

Uzyskane wyniki pośredniego czasu relaksacji ($t_r(TCT)$) dla wszystkich badanych mieszanek przedstawiono w tabelach (Tab. 4-37, 4-38, 4-39, 4-40).

Tab. 4-37. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla AC AF 8 50/70

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t _r) [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	4110	4534	446	9,8
	2	4342			
	3	5151			
-15°C	1	2420	1988	306	15,4
	2	1800			
	3	1744			
-10°C	1	856	801	55	6,9
	2	743			
	3	855			
	4	748			

Tab. 4-38. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla AC AF 8 PmB 65/105-80

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t _r) [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	6188	5159	731	14,2
	2	4560			
	3	4730			
-15°C	1	1973	1953	318	16,3
	2	1731			
	3	2395			
	4	1711			
-10°C	1	856	721	73	10,1
	2	731			
	3	648			
	4	703			
	5	668			

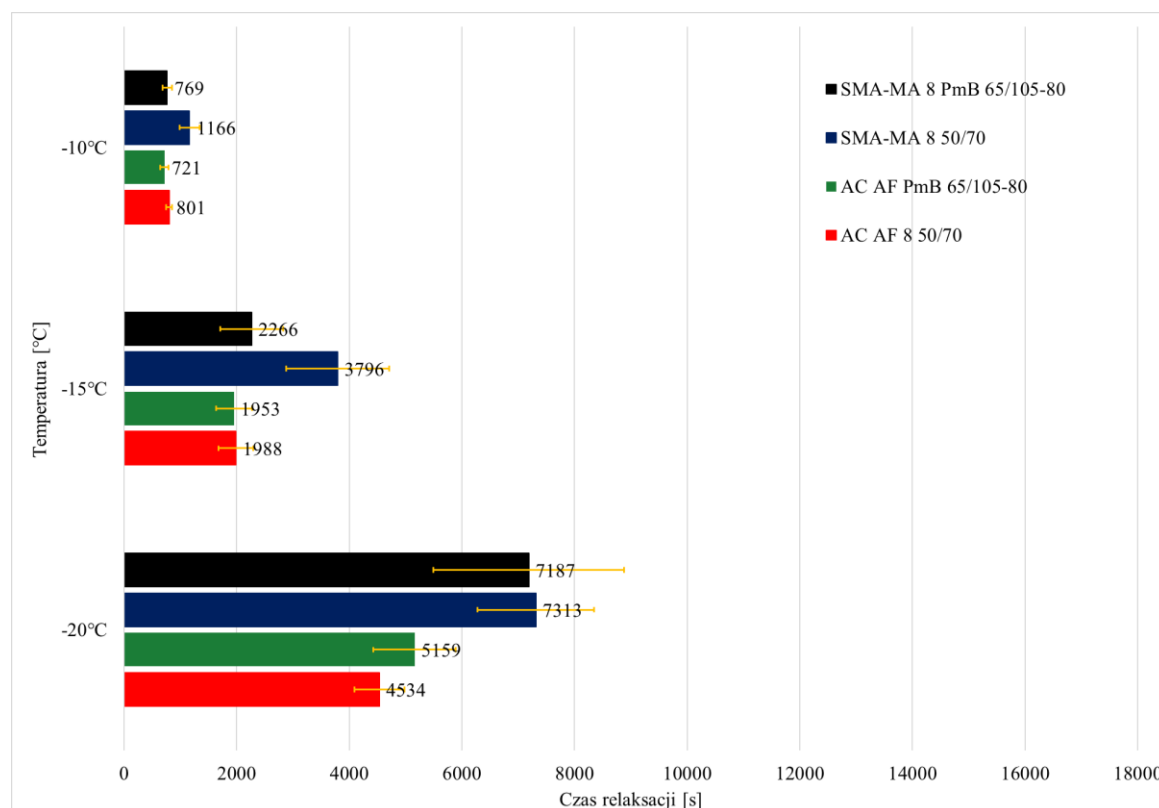
Tab. 4-39. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla SMA-MA 8 50/70

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji (t_r) [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	6651	7313	1035	14,1
	2	8774			
	3	6514			
-15°C	1	3168	3796	912	24,0
	2	4799			
	3	2729			
	4	4489			
-10°C	1	888	1166	179	15,4
	2	1384			
	3	1226			
	4	1165			

Tab. 4-40. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80

T [°C]	Ozn. próbki	Czas relaksacji [s]	Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współczynnik zmienności <i>COV</i>
-20°C	1	9241	7187	1691	23,5
	2	7221			
	3	5100			
-15°C	1	2540	2266	560	24,7
	2	2967			
	3	1792			
	4	1765			
-10°C	1	649	769	79	10,3
	2	746			
	3	836			
	4	845			

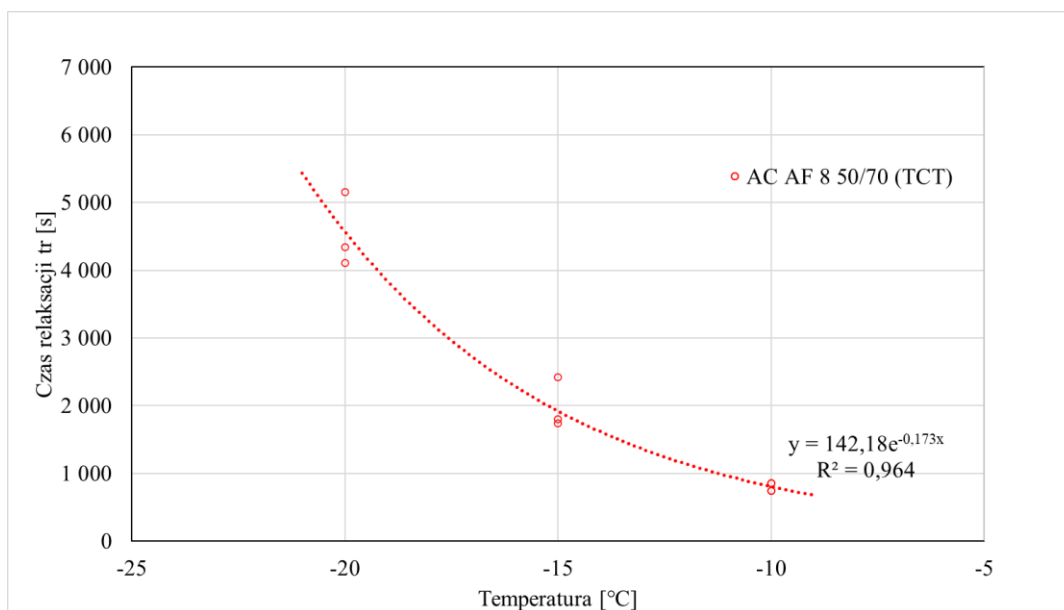
W celu analizy uzyskanych wyników badań, wartości z tabel powyżej przedstawiono na wykresie (Rys. 4-14).



Rys. 4-14. Zestawienie średnich czasów relaksacji mieszanek w badaniu TCT dla $T = -10^{\circ}\text{C}$, -15°C , -20°C

Analiza otrzymanych wyników wskazuje, że mieszanka SMA-MA 8 50/70 będzie najwolniej relaksowała naprężenia (podobny wniosek uzyskano w analizie czasu relaksacji w teście RT) spośród wszystkich badanych mieszanek i będzie najbardziej podatna na spękania niskotemperaturowe.

Z badania RT wiadomo, że temperatura mieszanki mineralno-asfaltowej wpływa na czas relaksacji naprężeń w sposób wykładniczy. Dla przypomnienia, czas relaksacji t_r w badaniu RT wyznaczany jest bezpośrednio (spadek naprężeń o 63,2%). w teście TCT czas relaksacji $t_{r(TCT)}$ wyznaczany jest w sposób pośredni z parametrów modelu Burgersa ($t_{r(TCT)} = \eta_1/E_1$). Zasadnym jest sprawdzenie jaki związek można zaobserwować między pośrednim czasem relaksacji, a temperaturą testu TCT i czy dopasowanie modelu jest równie wysokie jak w teście RT. Przykładowy wykres wartości czasów relaksacji w zależności od temperatury dla mieszanki AC AF 8 50/70 przedstawiono na Rys. 4-15.



Rys. 4-15. Zależność pośredniego czasu relaksacji od temperatury w badaniu TCT dla AC AF 8 50/70

Podobnie jak w przypadku czasu relaksacji t_r wyznaczonego w teście RT, wyniki przekształcono do postaci logarytmicznej $\log_{10}(t_r)$, wg zależności (4.5):

$$\log_{10}(t_r) = ae^{bT} \quad (4.5)$$

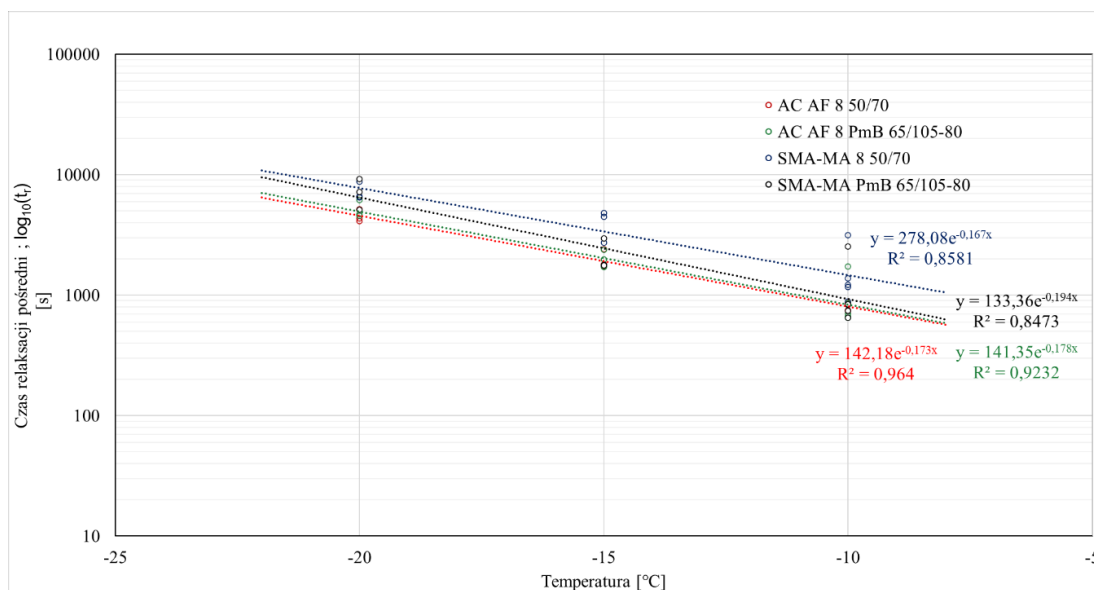
gdzie:

$\log_{10}(t_r)$ – logarytm z czasu relaksacji;

T – temperatura wykonywanego oznaczenia, °C;

a, b – współczynniki regresji.

Takie przekształcenie matematyczne uzyskanych wyników badań ułatwia porównanie ich ze sobą w sposób graficzny, co przedstawiono na wykresie (Rys. 4-16).



Rys. 4-16. Zależność logarytmu pośredniego czasu relaksacji od temperatury oznaczenia (dopasowanie do funkcji wykładniczej)

Wyniki regresji zestawiono w tabeli (Tab. 4-41). Dopasowanie wyrażone współczynnikiem determinacji R^2 jest zróżnicowane i waha się w przedziale od 0,85 do 0,96.

Tab. 4-41. Wyniki regresji zależności logarytmu z czasu relaksacji naprężeń od temperatury w badaniu RT (zależność wykładnicza)

Rodzaj mieszanki	a	b	R^2
AC AF 8 50/70	142,18	-0,173	0,96
AC AF 8 PMB 65/105-80	141,35	-0,178	0,92
SMA-MA 8 50/70	278,08	-0,167	0,86
SMA-MA 8 PMB 65/105-80	133,36	-0,194	0,85

Porównując współczynniki regresji przedstawione w Tab. 4-41 zauważyć można, że współczynnik kierunkowy „b” określający tempo spadku funkcji wykładniczej jest zbliżony dla wszystkich badanych mieszanek. Oznacza to, że badane mieszanki nie różnią się istotnie w zakresie charakterystyki zmiany czasu relaksacji od temperatury.

Na uwagę zasługuje fakt, że w badaniu czasu relaksacji w sposób bezpośredni (w teście RT) uzyskano współczynnik regresji w zakresie od 0,98 do 1,0, co wskazywało na bardzo dobre dopasowanie modelu do danych. w przypadku pośredniego czasu relaksacji (TCT) współczynnik determinacji R^2 przyjmuje wartość od 0,85 do 0,96. Jest to dobre dopasowanie, ale jest ono mniejsze niż w pierwszym przypadku. Taką sytuację tłumaczy fakt, że do uzyskania parametrów reologicznych w badaniu RT nie są

wymagane obliczenia pośrednie, a wynik otrzymuje się bezpośrednio z badania. w metodzie TCT w modelu występują inne zmienne (parametry materiałowe Burgersa), które przekształcone wpływają na wynik. Również sam czas relaksacji w badaniu RT nie jest obciążony nieprawidłowością wynikającą z metody najmniejszych kwadratów, jak w przypadku analizy wyników testu TCT. Należy zatem pogłębić analizę oceny zależności czasów relaksacji uzyskanych w testach TCT i RT.

Hipoteza 9 Oszacowanie istotności wpływu rodzaju mieszanki w teście TCT na czas relaksacji

W celu oszacowania wpływu kategoryjnej zmiennej „rodzaj mieszanki” na *czas relaksacji* w kontekście testu TCT, zastosowano model regresji liniowej. Przeprowadzono analizę na stosunkowo licznej próbie, co umożliwiło uwzględnienie kowariantów, takich jak E_1 , E_2 , η_1 , η_2 oraz temperaturę, w celu minimalizacji efektów zakłóceń.

Po dopasowaniu pierwotnego modelu potwierdzono zjawisko współliniowości zmiennych, co skutkowało wyeliminowaniem skorelowanych parametrów E_1 , E_2 , η_1 , η_2 . w rezultacie ostateczny model regresji składał się z predyktorów: *rodzaj mieszanki* oraz *temperatura*.

Dopasowany model wykazał statystycznie istotny wpływ na zmienną objaśnianą, a jednocześnie wyjaśnił istotną część wariancji danych ($R^2 = 0,83$; $F(4, 39) = 45,95$; $p < 0,001$; $R^2_{adj} = 0,81$).

Wyniki analizy porównującej czasy relaksacji $tr_{(TCT)}$ między różnymi typami mieszanek przedstawiono w tabelach (Tab. 4-42, Tab. 4-43).

Tab. 4-42. EMM czasów relaksacji dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu TCT

<i>Rodzaj mieszanki</i>	<i>EMM</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>95% CI ll</i>	<i>95% CI ul</i>
AC AF 8 50/70	2242,92	324,63	39	1586,29	2899,55
AC AF 8 PmB 65/105-80	2456,82	296,51	39	1857,07	3056,57
SMA-MA 8 50/70	3742,04	309,54	39	3115,93	4368,16
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	3007,08	309,54	39	2380,97	3633,19

Zgodnie z wynikami przedstawionymi w tabeli (Tab. 4-42), czas relaksacji według przyjętego modelu statystycznego jest najdłuższy dla mieszanki SMA-MA 50/70 z EMM wynoszącym 3742,04 s. Jest to znacznie dłuższy czas w porównaniu do innych mieszanek. w szczególności, SMA-MA 50/70 wykazywał o ponad 30% dłuższy czas

relaksacji niż najbliższa pod tym względem mieszanka SMA-MA 8 PmB 65/105-80 (EMM = 3007,08 s). Dłuższy czas relaksacji naprężeń dla mieszanki SMA-MA 8 50/70 zauważono także w teście RT (metoda bezpośrednia pomiaru czas relaksacji).

Najkrótszy czas relaksacji zanotowano dla mieszanki AC AF 8 50/70. Średnia wartość wyniosła 2242,92 s i była o około 40% krótsza w porównaniu do najdłuższego czasu relaksacji (SMA-MA 8 50/70).

Mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 miały średnie czasy relaksacji odpowiednio 2456,82 s i 3007,08 s.

Tab. 4-43. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu TCT, $df = 39$

<i>Kontrast</i>	<i>Wartość</i>	<i>SE</i>	<i>t</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	-213,90	439,73	-0,49	0,997	-0,21
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	-1499,12	448,53	-3,34	0,011	-1,46
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-764,16	448,53	-1,70	0,456	-0,74
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	-1285,22	428,75	-3,00	0,028	-1,25
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-550,26	428,75	-1,28	0,751	-0,54
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	734,96	437,72	1,68	0,473	0,72

Analiza kontrastów dla testu TCT pokazała różnice w czasach relaksacji między badanymi mieszankami asfaltowymi. Różnice są wyraźne, a niektóre z nich okazały się istotne statystycznie. Porównanie AC AF 8 50/70 z SMA-MA 8 50/70 wykazało znaczącą różnicę ($p = 0,011$) z dużym efektem o wielkości $d = -1,46$. Czas relaksacji dla SMA-MA 8 50/70 jest znacznie dłuższy, co sugeruje, że ta mieszanka wolniej relaksuje naprężenia (np. termiczne). Podobnie, kontrast między AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 8 50/70 również był istotny ($p = 0,028$) z dużą wielkością efektu ($d = -1,25$). SMA-MA 8 50/70 wykazuje dłuższy czas relaksacji. Inne porównania, takie jak AC AF 8 50/70 vs. SMA-MA 8 PmB 65/105-80, AC AF 8 50/70 vs. SMA-MA 8 PmB 65/105-80, AC AF 8 PmB 65/105-80 vs. SMA-MA 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA 50/70 vs. SMA-MA 8 PmB 65/105-80, nie wykazują istotnych statystycznie różnic ($p > 0,050$). Mimo to, wartość d wskazuje na małe oraz nawet średnie różnice między grupami, szczególnie dla porównania AC AF 8 50/70 z SMA-MA 8 PmB 65/105-80 ($d = -0,74$). To sugeruje, że pod względem zdolności do relaksacji naprężeń te mieszanki są ze sobą porównywalne.

Podsumowując można stwierdzić, że czas relaksacji może różnić się znacznie między niektórymi mieszankami asfaltowymi. Wielkość efektu (d) wskazuje na praktyczne znaczenie tych różnic, które mogły mieć wpływ na wybór odpowiedniej mieszanki asfaltowej w kontekście konkretnego zastosowania.

Uzyskane wyniki dostarczają istotnych informacji, które sugerują, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej i przyjęcia hipotezy alternatywnej H_9 , która zakłada istotny wpływ czynnika *rodzaju mieszanki* na parametr czasu relaksacji w teście TCT.

4.2.5. Ocena zależności pomiędzy TCT a RT

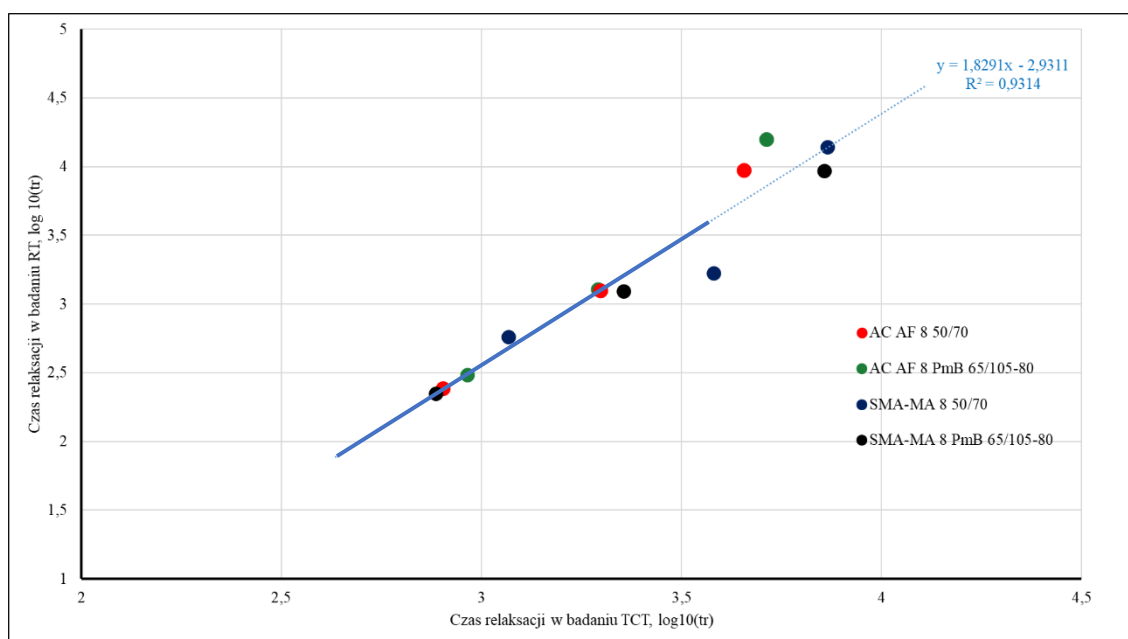
Badanie relaksacji naprężeń w teście RT jest czasochłonne szczególnie w najniższych temperaturach. w prowadzonym w temperaturze -20°C eksperymencie zajęło od 2,5 do 4h. Należy zatem ocenić statystycznie, czy wyznaczony w sposób pośredni czas relaksacji w badaniu pełzania może być stosowany do opisu mieszanek pod kątem zdolności do redukcji naprężeń i czy obie metody można stosować zamiennie. Analizie poddano 12 pomiarów średnich czasów relaksacji dla czterech różnych mieszanek (po 3 pomiary dla każdej mieszanki) uzyskanych za pomocą dwóch metod: RT i TCT. w tabeli (Tab. 4-44) zestawiono średnie czasy relaksacji z obu metod wraz z ich wartością $\log_{10}(t_r)$.

Tab. 4-44. Zestawienie średnich czasów relaksacji z testu TCT i RT oraz ich $\log_{10}$

T [°C]	Rodzaj mieszanki	TCT $t_r(\text{TCT}), [\text{s}]$	RT $t_r(\text{RT}), [\text{s}]$	TCT $\log_{10}(t_r)$	RT $\log_{10}(t_r)$
-10	AC AF 8 50/70 - A2	801	242	2,90	2,38
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	721	304	2,86	2,48
	SMA-MA 8 50/70 - C2	1166	575	3,07	2,76
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	769	223	2,89	2,35
-15	AC AF 8 50/70 - A2	1988	1254	3,30	3,10
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	1953	1289	3,29	3,11
	SMA-MA 8 50/70 - C2	3796	1678	3,22	3,22
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	2266	1244	2,35	3,09
-20	AC AF 8 50/70 - A2	4534	9374	3,66	3,97

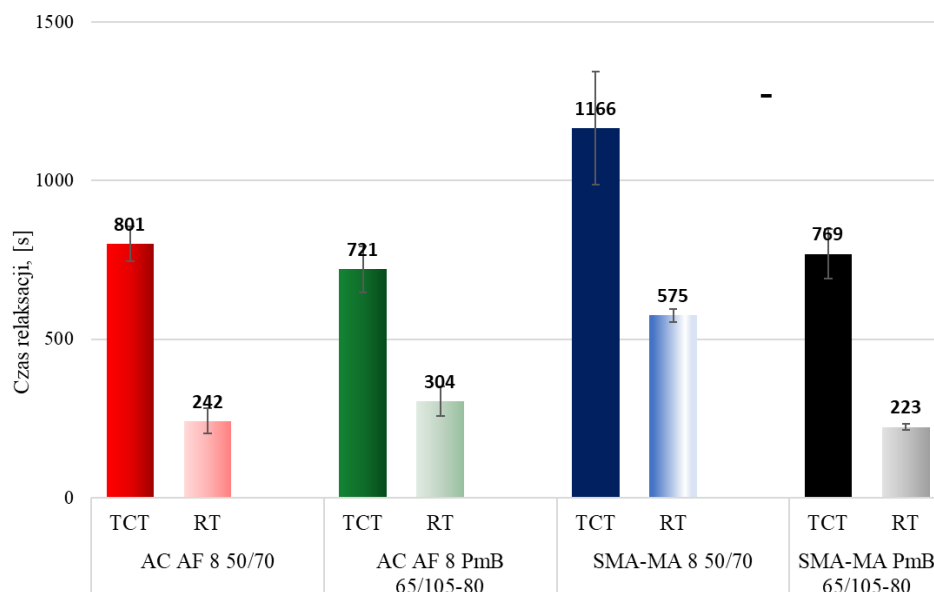
T [°C]	Rodzaj mieszanki	TCT t_r (TCT), [s]	RT t_r (RT), [s]	TCT $\log_{10}(t_r)$	RT $\log_{10}(t_r)$
	AC AF 8 PmB 65/105-80 - B2	5159	15744	4,20	4,20
	SMA-MA 8 50/70 - C2	7313	13865	4,14	4,14
	SMA-MA 8 PmB 65/105-80 - D2	7187	9332	3,97	3,97

Na wykresie (Rys. 4-17) przedstawiono średnie wyniki relaksacji uzyskane w poszczególnych testach w skali logarytmicznej, uzyskując liniową linię trendu o współczynniku determinacji $R^2 = 0,93$.

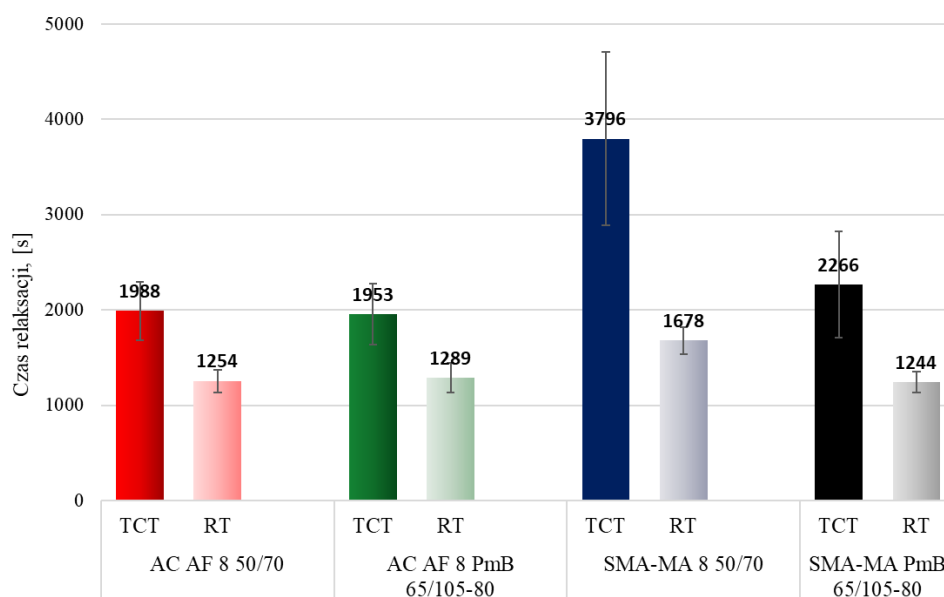


Rys. 4-17. Zależność czasów relaksacji uzyskanych w testach TCT i RT, w układzie log-log

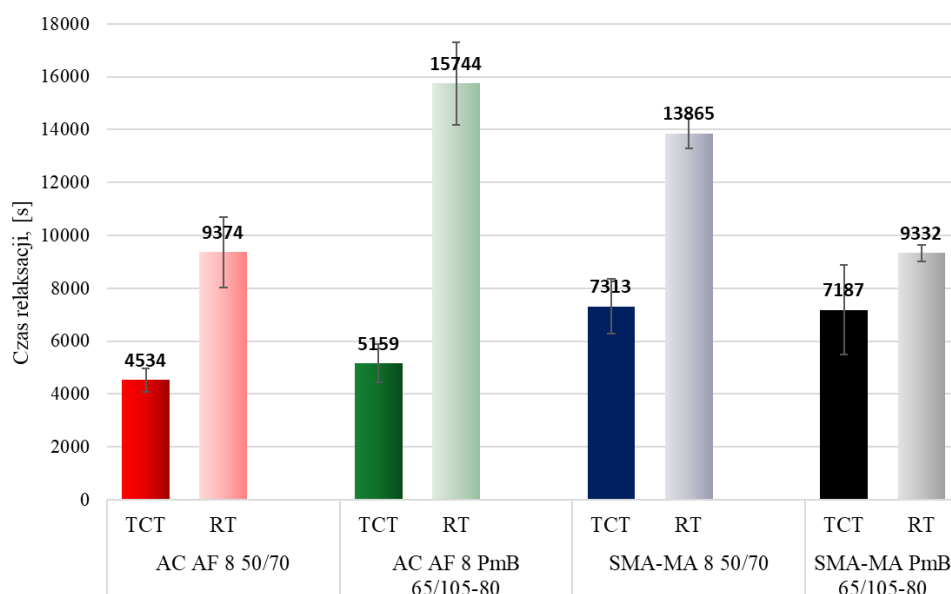
Wysoką wartość współczynnika determinacji na wykresie (Rys. 4-14) obserwuje się głównie dzięki utrzymaniu silnej korelacji dla wartości $\log_{10}(t_r)$ dla pomiarów w -10°C i -15°C (zaznaczono linią ciągłą). Wartości $\log_{10}(t_r)$ dla pomiarów w -20°C przyjmują większe rozrzuty. z tego względu wykonano bardziej szczegółową ocenę zależności pomiędzy TCT a RT opartą na zestawieniu średnich czasów relaksacji uzyskanych w metodzie pośredniej TCT i bezpośrednio z testu RT dla poszczególnych temperatur badawczych (Rys. 4.18, Rys. 4.19, Rys. 4-20)



Rys. 4-18. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -10°C



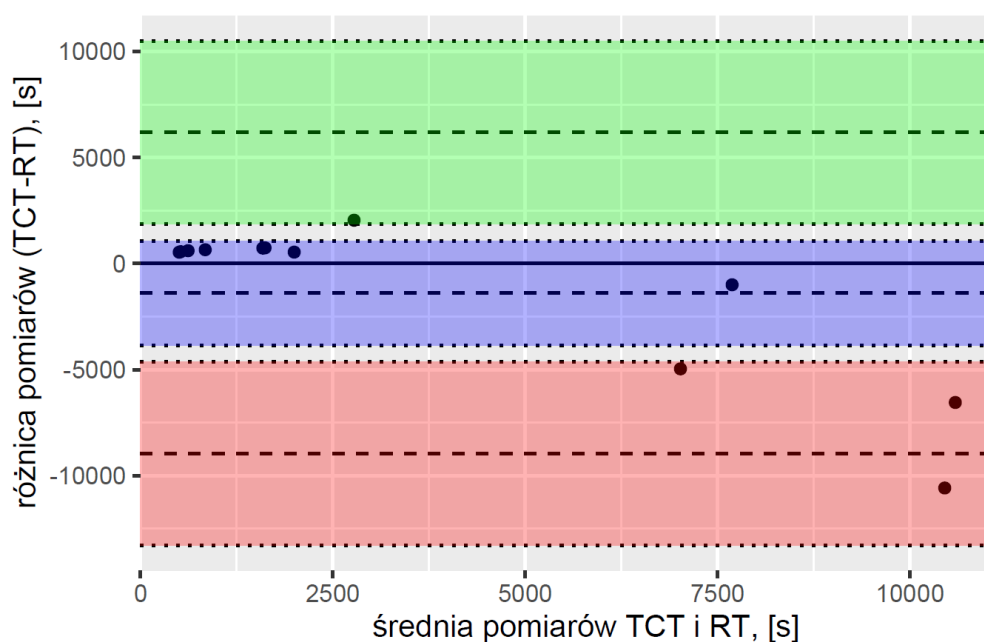
Rys. 4-19. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -15°C



Rys. 4-20. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -20°C

Z analizy wykresu (Rys. 4.18) wynika, że dla temperatury -10°C czas relaksacji z testu RT jest krótszy niż z testu TCT średnio o 528 s, przy małym rozrzucie różnic (Δt_r) od 417 s do 591 s. Na wykresie (Rys. 4.19) porównującym czasy relaksacji w -15°C nadal utrzymuje się tendencja, dla której czas relaksacji z testu RT jest krótszy niż z testu TCT. w tym przypadku średnia różnica wynosi 1135 s, ale zauważamy większy rozrzut w wynikach różnic od 664 s do 2118 s. w zestawieniu średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -20°C (Rys. 4-20) zauważa się odwrócenie zależności. Czasy relaksacji z testu TCT dla wszystkich mieszanek są krótsze niż z testu RT średnio o 6031 s, ale z bardzo dużymi rozrzutami między wynikami od 2145 s do 10585 s.

Sprawdzono również, czy zależności otrzymane z analizy czasów relaksacji dla poszczególnych warunków temperaturowych można uogólnić do całej populacji. w tym celu wykonano wykres Blanda-Altmana (Rys. 4-21), który służy do wizualizacji różnic w pomiarach pomiędzy dwiema różnymi metodami.



Rys. 4-21. Wykres Blanda-Altmana do porównania czasu relaksacji mieszanki asfaltowej oszacowanego z zastosowaniem testów RT, TCT

Z analizy Blanda-Altmana wynika, że średnia różnica między obiema metodami pomiarowymi wynosi -1392,26 s. To oznacza, że metoda RT zazwyczaj daje wyniki niższe o 1392,26 s w porównaniu do metody TCT. Jest to jednak tylko wartość średnia, a różnice między obiema metodami dla poszczególnych pomiarów są zróżnicowane. Przedział ufności 95% dla tej średniej różnicy wynosi od -3847,78 do 1063,27 s.

Górna granica 95% przedziału zgodności wynosi 6182,58 s, natomiast dolna - 8967,1 s. Przedział ufności 95% dla górnej granicy zgodności wynosi od 1862,44 do 10502,73 s, natomiast dla dolnej granicy zgodności wynosi od -13287,25 do -4646,96 s.

Dla pomiarów, których średnia nie przekraczała 2500 s, czas relaksacji w teście TCT jest większy w porównaniu do testu RT, a różnica nie przekraczała 1000 s. z kolei wraz ze wzrostem średniej wartości czasu relaksacji, różnice między obiema metodami rosną. w przypadku wartości powyżej 10 tys. s, różnice te wynoszą od 7 do 11 tys. s, co wskazuje na dużą zmienność między metodami. w tym przypadku, to test RT daje większe wartości czasu relaksacji.

Współczynnik zgodności wyników pomiędzy testami TCT a RT, oszacowany na podstawie ICC, wynosi 0,60. Oznacza to, że istnieje umiarkowany poziom zgodności między tymi dwoma testami. Wartość p testu F wynosiła 0,011, czyli jest mniejsza niż 0,050, co wskazuje, że obserwowana korelacja jest istotna statystycznie i istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej o braku zgodności pomiędzy testami.

Przedział ufności równy 95% dla ICC wynosi od 0,11 do 0,86. Jest to dość szeroki zakres, wskazujący na znaczną niepewność co do rzeczywistego poziomu zgodności między dwoma testami w całej próbce. Sugeruje to, że prawdziwy ICC może być tak niski, jak 0,11 (wskazujący na słabą zgodność) lub tak wysoki, jak 0,86 (wskazujący na dobrą zgodność). Generalizując, oba testy mogą dawać podobne wyniki, mogą również wystąpić rozbieżności, a różnice te mogą być czasami dość znaczne. Uznaje się, że na obniżenie współczynnika zgodności $ICC = 0,60$ w dużej mierze wpłynęły wyniki czasów relaksacji uzyskanych w temp. -20°C (o istotnej rozbieżności). w związku z tym możliwość zamiennego stosowania obu metod do wyznaczania czasu relaksacji powinna być poddana dalszym rozważaniom z uwzględnieniem większej próby badawczej i w szerszym przedziale temperaturowym.

Na podstawie uzyskanych wyników można wnioskować, że istnieją podstawy do odrzucenia hipotezy zerowej (która zakłada brak zgodności pomiędzy testami badającymi czas relaksacji mieszanki asfaltowej) i przyjęcia hipotezy alternatywnej H_{10} , twierdzącej o istotnej zgodności pomiędzy metodami pomiarowymi RT oraz TCT.

4.2.6. Podsumowanie wyników badań niskotemperaturowych

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań niskotemperaturowych i ich analizy sformułowano wnioski szczegółowe w podziale na poszczególne oznaczenia:

Badanie TSRST

- 1.1. Badanie TSRST może być wykorzystywane do porównania mieszanek do warstw przeciwmączeniowych / przeciwspekaniowych w przypadku oceny temperatury pęknięcia oraz naprężeń indukowanych przy zniszczeniu.
- 1.2. W badaniu TSRST przyjęto gradient spadku temperatury $\Delta = -10^{\circ}\text{C/h}$. Tak duży gradient temperatury nie występuje w miejscu posadowienia warstw przeciwmączeniowych / przeciwspekaniowych w konstrukcji nawierzchni, dlatego przyjęte warunki badania należy traktować jako skrajnie niekorzystne.
- 1.3. Wszystkie badane mieszanki wykazywały temperaturę pęknięcia poniżej stawianego kryterium -25°C (mniej = lepiej).
- 1.4. Mieszanki AC AF cechują się większą odpornością na spękania niskotemperaturowe niż mieszanki SMA-MA, średnio o 3°C .
- 1.5. Mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80 uzyskała najniższą średnią temperaturę pęknięcia w teście TSRST, tj. $-32,79^{\circ}\text{C}$ (mniej = lepiej).

- 1.6. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 uzyskała najwyższą wartość średnią temperatury pęknięcia, tj. $-27,20^{\circ}\text{C}$.
- 1.7. Mieszanki AC AF 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 charakteryzowały się wartościami pośrednimi temperatury pęknięcia.
- 1.8. Zastosowanie w eksperymencie asfaltu wysokomodyfikowanego HiMA 65/105-80 poprawiło odporność na spękania niskotemperaturowe średnio o 2°C w stosunku do wartości uzyskiwanych w mieszankach na bazie lepiszcza 50/70. Prawdopodobnie jest to efekt podwyższonej kohezji lepiszcza (a tym samym i wytrzymałości na rozciąganie mma). Nie wykazano jednak istotnych statystycznie różnic między średnią temperaturą dla lepiszcza typu 50/70, a lepiszcza HiMA. Istnieje jednak prawdopodobieństwo, że one mogą stać się istotne przy zwiększeniu wielkości próby.
- 1.9. Większe wartości naprężeń przy zniszczeniu przekładały się na niższą temperaturę pęknięcia.
- 1.10. Mieszanka AC AF 8 50/70 charakteryzuje się najwyższą wartością średniego naprężenia przy zniszczeniu równą $5,79\text{ MPa}$.
- 1.11. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 wykazuje najniższą wartość średnią naprężenia przy zniszczeniu równą $3,24\text{ MPa}$.
- 1.12. Różnica w naprężeniu rozciągającym między AC AF 8 50/70 i SMA-MA 50/70 jest największa i statystycznie istotna.
- 1.13. Rodzaj mieszanki istotnie wpływa na temperaturę pęknięcia i naprężenia indukowane przy zniszczeniu w teście TSRST.
- 1.14. Zawartość frakcji powyżej 2 mm istotnie wpływa na temperaturę pęknięcia i naprężenia indukowane przy zniszczeniu w teście TSRST.
- 1.15. Zawartość lepiszcza istotnie wpływa na temperaturę pęknięcia i naprężenia indukowane przy zniszczeniu dla badanych mma.
- 1.16. Zawartość wolnych przestrzeni istotnie wpływa na temperaturę pęknięcia i naprężenia indukowane przy zniszczeniu.

Badanie UTST

- 1.17. Wyniki średnie uzyskane w teście UTST posłużyły do określenia wartości odkształceń i naprężeń granicznych, które następnie wykorzystano w teście pełzania (TCT) i w teście relaksacji naprężeń (RT).
- 1.18. Temperatura badania UTST istotnie wpływa na uzyskiwany w teście parametr odkształcenia.

- 1.19. Temperatura badania statystycznie istotnie nie wpływa na maksymalne naprężenia w teście UTST, dlatego do badania pełzania można było przyjąć bezpieczną wartość naprężenia równą 1,5 MPa (co stanowi 20% $\sigma_{\max}$) dla każdej mieszanki, we wszystkich warunkach badawczych.
- 1.20. Brak jest znaczących różnic w odkształceniach między analizowanymi mieszankami, dlatego w badaniu relaksacji naprężeń (RT) przykładowe odkształcenie stanowi 36,7 % (ϵ^{-1}) odkształceń granicznych z badania UTST dla każdej temperatury i rodzaju mma.
- 1.21. W badaniu UTST najwyższe średnie naprężenia pomierzono w mieszankach AC AF 8 50/70 i AC AF 8 PmB 65/105-80, odpowiednio 7,69 i 7,58 MPa.
- 1.22. Analiza wyników wykazała, że rodzaj mieszanki (AC AF i SMA-MA) ma istotny wpływ na naprężenia w teście UTST.
- 1.23. Nie odnotowuje się istotnych różnic w naprężeniach między tymi samymi mieszankami na bazie różnego lepiszcza. To oznacza, że rodzaj lepiszcza nie ma wpływu na naprężenia w teście UTST.

Badanie RT

- 1.24. Różne rodzaje mieszanek asfaltowych mają różne właściwości relaksacyjne.
- 1.25. Rodzaj mieszanki ma istotny wpływ na czas relaksacji.
- 1.26. W zakresie temperatur badawczych -10°C i -15°C czasy relaksacji charakteryzują się mniejszym rozrzutem wyników pomiędzy mieszankami, niż w temperaturze -20°C.
- 1.27. Najdłuższy czas relaksacji odnotowano w przypadku mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80, a najkrótszy - SMA-MA 8 PmB 65/105-80 (krócej = lepiej).
- 1.28. Z analizy kontrastów wynika, że istnieją istotne różnice statystyczne między mieszankami na bazie lepiszcza drogowego, a modyfikowanego.
- 1.29. Badane mieszanki nie różnią się istotnie między sobą w zakresie charakterystyki przebiegu testu RT (prędkość redukcji naprężeń jest zbliżona).
- 1.30. W badaniu RT niewielkie odkształcenia materiału powodują znaczne zmiany w naprężeniach.

Badanie TCT

- 1.31. Maksymalne odkształcenia rejestrowane w teście pełzania są zależne od temperatury.

- 1.32. Największe odkształcenia odnotowano w temp. -10°C . Odkształcenia w -15°C i -20°C są mniejsze, odpowiednio o 3-4 razy i 7-10 razy w stosunku do odkształceń w -10°C dla wszystkich badanych mieszanek.
- 1.33. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 wyróżnia się pod względem mediany we wszystkich zmiennych modelu Burgersa (E_1 , E_2 , η_1 , η_2).
- 1.34. Najwyższy moduł sprężystości E_1 charakteryzuje mieszankę SMA-MA 8 50/70 (16411,00 MPa), a najniższy mieszankę AC AF 8 50/70 (14796,00 MPa).
- 1.35. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 wykazuje znacznie wyższy poziom parametru E_2 ($Mdn = 6453,00$ MPa) w porównaniu do pozostałych mieszanek.
- 1.36. Najwyższą wartością parametru η_1 wyróżnia się mieszanka SMA-MA 50/70 (50,58 MPa·s).
- 1.37. Średni czas relaksacji z metody pośredniej TCT jest najdłuższy dla SMA-MA 8 50/70 ($Mdn = 3167,85$ s i $EMM = 3742,04$ s) i jest on znacznie dłuższy w porównaniu do innych mieszanek.
- 1.38. Rodzaj mieszanki mma istotnie wpływa na czas relaksacji w teście TCT.
- 1.39. W najniższej temperaturze badania (-20°C) nie zaobserwowano wpływu rodzaju lepiszcza na czas relaksacji.
- 1.40. Porównanie AC AF 8 50/70 z SMA-MA 8 50/70 wykazało znaczącą różnicę między ich czasami relaksacji. Czas relaksacji dla SMA-MA 8 50/70 jest znacznie dłuższy.
- 1.41. Zastosowanie asfaltu modyfikowanego (PmB 65/105-80) w mieszankach SMA-MA wpływa na skrócenie czasu relaksacji o ok. 30% w temp. badania -10°C i -15°C . w temperaturze -20°C nie obserwuje się takiej zależności.
- 1.42. Mieszanki AC AF 8 50/70, AC AF 8 PmB 65/105-80 oraz SMA-MA 8 PmB 65/105-80 w temp. -10°C i -15°C wykazują podobne czasy relaksacji naprężeń w teście TCT.
- 1.43. Nie odnotowano wpływu rodzaju lepiszcza na czas relaksacji w mieszankach AC AF we wszystkich temperaturach badawczych.
- 1.44. Mieszanki AC AF 8 50/70 i SMA-MA 8 PmB 65/105-80 pod względem zdolności do relaksacji naprężeń są ze sobą porównywalne.

Badanie TCTvsRT

- 1.45. Wyniki uzyskane w testach RT i TCT cechują się bardzo silną korelacją dla temp. -10°C i - 15°C.
- 1.46. Zależność wyników badań z testów TCT i RT dobrze opisuje funkcja liniowa w układzie log – log.
- 1.47. Dla temperatur -10°C i - 15°C czasy relaksacji z testu RT są krótsze niż z testu TCT, dla temp. - 20°C zależność jest odwrotna.
- 1.48. Należy prowadzić dalsze badania w celu pogłębienia analizy zależności czasu relaksacji w testach TCT i RT dla mieszanek do warstw przeciwnężeń / przeciwspekaniowych

Wniosek końcowy

W tabeli (Tab. 4-45) przedstawiono porównanie czterech analizowanych mieszanek do warstw przeciwnężeń / przeciwspekaniowych zbadanych w trzech ujemnych temperaturach według czterech różnych metod.

Tab. 4-45. Ocena kryterialna parametrów niskotemperaturowych badanych mieszanek

Metoda badawcza	Oceniany parametr	Ocena kryterialna (1-najlepszy, 4-najgorszy)			
		1	2	3	4
TSRST	$T_{failure}, ^\circ C$	AC AF Pmb 65/105-80	AC AF 8 50/70	SMA-MA Pmb 65/105-80	SMA-MA 8 50/70
	$\sigma_{cry, failure}, MPa$	AC AF 8 50/70	AC AF Pmb 65/105-80	SMA-MA Pmb 65/105-80	SMA-MA 8 50/70
UTST	σ_0, MPa	AC AF 8 50/70	AC AF Pmb 65/105-80	SMA-MA Pmb 65/105-80	SMA-MA 8 50/70
	$\varepsilon, \%$	wszystkie mieszanki wykazują zbliżony poziom odkształceń			
RT	t_r, s	SMA-MA Pmb 65/105-80	AC AF 8 50/70	SMA-MA 8 50/70	AC AF Pmb 65/105-80
TCT	t_r, s	AC AF Pmb 65/105-80	AC AF 8 50/70	SMA-MA Pmb 65/105-80	SMA-MA 8 50/70

Biorąc pod uwagę wszystkie analizowane parametry niskotemperaturowe dla badanych mieszank do warstw przeciwmęczeniowych / przeciwspekaniowych ranking mieszank był różny dla różnych oznaczeń, ale w większości przypadków zbliżony do kolejności przedstawionej w tabeli (Tab. 4-46):

Tab. 4-46. Ranking mieszank pod kątem parametrów niskotemperaturowych

1	2	3	4
AC AF Pmb 65/105-80	AC AF 8 50/70	SMA-MA Pmb 65/105-80	SMA-MA 8 50/70

4.3. Wyniki badań modułów sztywności

4.3.1. Ocena wyników próby testu IT-CY

Badanie IT-CY (ang. Indirect Tensile Cyclic test – metoda pośredniego rozciągania) miało na celu wyznaczenie modułu sztywności sprężystej badanych mieszank: AC AF 8 50/70, AC AF 8 Pmb 65/105-80, SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA 8 Pmb 65/105-80. w ramach tego badania, dokonano pomiarów modułu sztywności w pięciu różnych temperaturach: -5°C, 0°C, 10°C, 15°C oraz 20°C. w każdym z warunków termicznych, przeprowadzono trzy niezależne pomiary dla każdej z mieszank. Takie podejście pozwoliło na przeprowadzenie pełnego zestawu pomiarów, składającego się z 20 unikalnych obserwacji dla każdego rodzaju mieszanki: 4 rodzaje mieszank asfaltowych × 5 poziomów temperatur = 20 obserwacji. Uzyskane wyniki modułów sztywności IT-CY dla wszystkich badanych mieszank przedstawiono w tabelach (Tab. 4-47, 4-48, 4-49, 4-50).

Tab. 4-47. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla AC AF 8 50/70 ($\nu=0,3$)

T	Lp.	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV
20°C	1	2875	2715	2795	113	4,0	2795	107	3,8
	2	2756	2619	2688	97	3,6			
	3	2875	2929	2902	38	1,3			
15°C	1	4791	4747	4769	31	0,7	4975	183	3,7
	2	5106	4972	5039	95	1,9			
	3	4972	5263	5118	206	4,0			

T	Lp.	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV
10°C	1	7476	7515	7496	28	0,4	7815	333	4,3
	2	7821	7757	7789	45	0,6			
	3	8289	8030	8160	183	2,2			
0°C	1	15297	14604	14951	490	3,3	14839	98	0,7
	2	14756	14852	14804	68	0,5			
	3	15027	14500	14764	373	2,5			
-5°C	1	17348	16742	17045	429	2,5	17536	451	2,6
	2	17993	17271	17632	511	2,9			
	3	18380	17483	17932	634	3,5			

Tab. 4-48. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla AC AF 8 PmB 65/105-80 ($\nu=0,3$)

T	Lp.	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV
20°C	1	1592	1438	1515	109	7,2	1617	150	9,3
	2	1548	1544	1546	3	0,2			
	3	1878	1700	1789	126	7,0			
15°C	1	3108	3020	3064	62	2,0	3022	226	7,5
	2	2868	2688	2778	127	4,6			
	3	3266	3183	3225	59	1,8			
10°C	1	4934	4621	4778	221	4,6	5037	391	7,8
	2	5015	4679	4847	238	4,9			
	3	5673	5301	5487	263	4,8			
0°C	1	9716	8267	8992	1025	11,4	9502	550	5,8
	2	10047	8814	9431	872	9,2			
	3	8814	11354	10084	1796	17,8			
-5°C	1	14570	13428	13999	808	5,8	14199	492	3,5

T	Lp.	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV
	2	14252	13424	13838	585	4,2			
	3	15072	14445	14759	443	3,0			

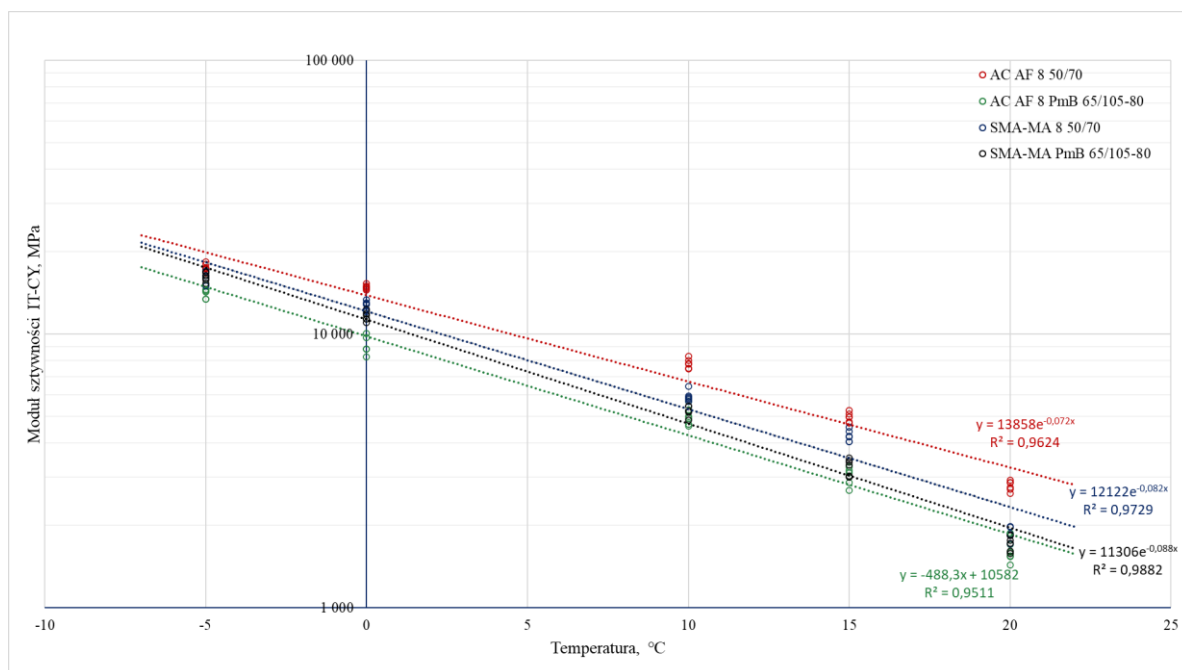
Tab. 4-49. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla SMA-MA 8 50/70 ($\nu=0,3$)

T	Lp	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Współ. zmienności COV
20°C	1	1973	1842	1908	93	4,9	1870	76	4,0
	2	1988	1851	1920	97	5,0			
	3	1853	1713	1783	99	5,6			
15°C	1	4579	4415	4497	116	2,6	4256	209	4,9
	2	4229	4049	4139	127	3,1			
	3	4208	4054	4131	109	2,6			
10°C	1	5933	5831	5882	72	1,2	5923	164	2,8
	2	5672	5896	5784	158	2,7			
	3	6449	5759	6104	488	8,0			
0°C	1	13003	12914	12959	63	0,5	12734	516	4,0
	2	12089	12200	12145	78	0,6			
	3	13342	12858	13100	342	2,6			
-5°C	1	16842	15988	16415	604	3,7	16258	514	3,2
	2	16357	15012	15685	951	6,1			
	3	16986	16364	16675	440	2,6			

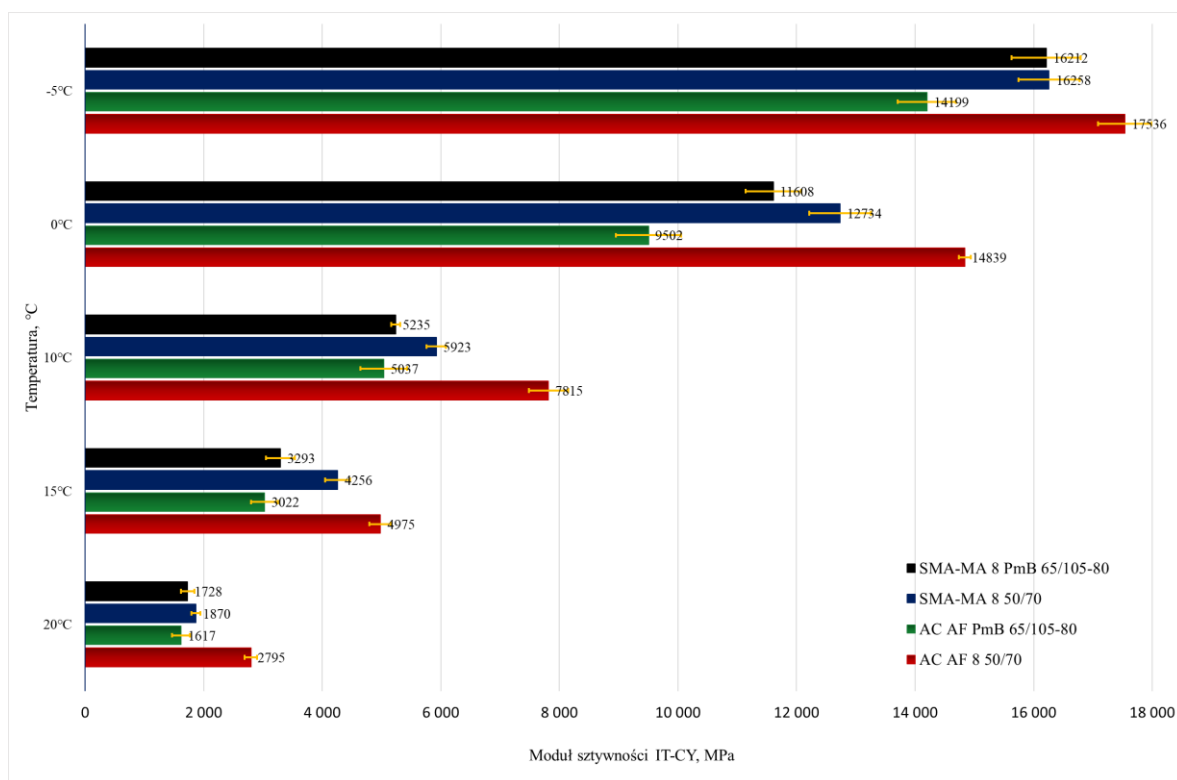
Tab. 4-50. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80 ($\nu=0,3$)

T	Lp	Oś X	Oś Y	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Wspól. zmienności COV	Średnia arytmetyczna M	Odchylenie standardowe SD	Wspól. zmienności COV
20°C	1	1612	1580	1596	23	1,4	1728	114	6,6
	2	1846	1721	1784	88	5,0			
	3	1836	1770	1803	47	2,6			
15°C	1	3002	3030	3016	20	0,7	3293	242	7,4
	2	3328	3462	3395	95	2,8			
	3	3523	3411	3467	79	2,3			
10°C	1	5228	5251	5240	16	0,3	5235	76	1,4
	2	5444	5174	5309	191	3,6			
	3	5467	4848	5158	438	8,5			
0°C	1	11345	11019	11182	231	2,1	11608	471	4,1
	2	11719	11337	11528	270	2,3			
	3	12318	11909	12114	289	2,4			
-5°C	1	15806	15288	15547	366	2,4	16212	583	3,6
	2	16881	16026	16454	605	3,7			
	3	16895	16375	16635	368	2,2			

W celu analizy wyników badań uzyskane wartości modułów sztywności sprężystej IT-CY z tabel powyżej przedstawiono na wykresie (Rys. 4-22), a ich wartości średnie dla poszczególnych temperatur badawczych na wykresie (Rys. 4-23).



Rys. 4-22. Zestawienie wyników badań modułu sztywności IT-CY



Rys. 4-23. Porównanie średnich modułów sztywności IT-CY w poszczególnych temp. badawczych

Uzyskane wyniki badań wykazują istotny wpływ temperatury na moduł sztywności. w zakresie temperatur od 0°C do 20°C moduły sztywności przyjmują wartości niższe dla mieszanek na bazie lepiszcza modyfikowanego polimerami w obu

typach mieszanek, oznacza to, że modyfikacja polimerami „uelastycznia” mma. w temp. -5°C nie odnotowano znaczących różnic w module sztywności dla mieszanek SMA-MA ze względu na użyte lepiszcze asfaltowe, natomiast dla mieszanek AC AF zauważa się istotny wpływ rodzaju lepiszcza na moduł sztywności w ujemnych temperaturach. We wszystkich temperaturach badawczych mieszanka AC AF 8 50/70 wyróżnia się większą wartością modułu sztywności niż pozostałe mieszanki.

W modelu RLM, który analizuje wpływ różnych typów mieszanek oraz temperatury na moduł sztywności w teście IT-CY wyznaczono parametr estymacji dla temperatury $B = -568,94$. Oznacza to, że wzrost temperatury znacząco obniża moduł sztywności materiału. Statystyczna istotność tego efektu została potwierdzona wartością $p < 0,001$, wskazując na bardzo silny związek między wzrostem temperatury a spadkiem modułu sztywności w badaniach.

W tabeli (Tab. 4-51) przedstawiono wyniki analizy estymowanych wartości krańcowych (EMM) modułu sztywności w teście IT-CY, w którym zbadano wpływ czterech rodzajów mieszanek asfaltowych. Szczególnie interesujące są znaczące różnice wartości EMM między badanymi typami mieszanki, co sugeruje, że skład i rodzaj użytego lepiszcza mają wyraźny wpływ na właściwości mechaniczne mieszanki.

Tab. 4-51. Szacowane wartości średnie modułu sztywności dla różnych rodzajów mieszanki asfaltowej w teście IT-CY w temp. 10°C

Rodzaj mieszanki	EMM	SE	CI 95%	
			lower	upper
AC AF 8 50/70	7815	250	7424	8206
AC AF 8 PmB 65/105-80	5037	250	4785	5289
SMA-MA 8 50/70	5923	250	5627	6219
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	5235	250	4973	5497

Oznaczenia: EMM – oszacowana wartość krańcowa; SE – błąd standardowy; CI 95% – przedział ufności 95%; lower – dolna granica; upper – górna granica.

Najwyższą wartość EMM, wynoszącą 7815 MPa, obserwuje się dla mieszanki AC AF 50/70. Jest to wartość znacząco wyższa w porównaniu z pozostałymi typami mieszanki. Przedział ufności dla tej mieszanki, rozciągający się od 7424,25 do 8205,75 MPa, również potwierdza stosunkowo wysoką pewność tych oszacowań.

Z kolei najniższe wartości EMM zaobserwowano dla mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80, co sugeruje, że modyfikacja asfaltu polimerami nie przekłada się na

zwiększenie modułu sztywności. Może to wynikać z różnic w proporcjach składników lub z rodzaju użytego polimeru. Przedział ufności dla tej mieszanki, wynoszący od 4785,15 MPa do 5288,85 MPa, wskazuje na większą wariancję w wynikach, co może być oznaką zmiennej reakcji mieszanki na dodatek polimerów.

Mieszanki SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA PmB 65/105-80 wykazują średnie wartości EMM, odpowiednio 5923 MPa i 5235 MPa. Obie te mieszanki wskazują na zróżnicowanie w wartościach modułu sztywności, co może być związane z rodzajem i ilością użytego lepiszcza. Obserwacja ta podkreśla złożoność wpływu różnych zmiennych (np. rodzaj mieszanki, ilość i rodzaj lepiszcza) na jego właściwości mechaniczne.

Dane przedstawione w tabeli (Tab. 4-52) dostarczają informacji na temat różnic w modułach sztywności pomiędzy różnymi rodzajami mieszanki asfaltowej, co umożliwia głębsze zrozumienie wpływu rodzaju mieszanki na parametry mechaniczne.

Tab. 4-52. Analiza kontrastów różnic w modułach sztywności pomiędzy typami mieszanki asfaltowej w teście IT-CY

<i>Kontrast</i>	<i>Wynik, MPa</i>	<i>SE</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	2778	354	< 0,001	3,13
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	1892	354	0,001	1,48
(AC AF 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	2580	354	< 0,001	2,16
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	-886	354	< 0,001	-1,65
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	-198	354	0,064	-0,97
(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA 8 PmB 65/105-80)	688	354	0,363	0,68

Oznaczenia: *kontrast* – równanie badające różnice modułu sztywności pomiędzy parami mieszanek; *wynik* – różnice w sztywności w teście IT-CY pomiędzy parami mieszanek; *SE* – błąd standardowy; *p* – wartość *p* testu statystycznego *z*; *d* – wielkość efektu Cohena *d*.

Największą różnicę w modułach sztywności (2778 MPa) obserwuje się między mieszanką AC AF 50/70 a mieszanką AC AF 8 PmB 65/105-80, co jest statystycznie znaczące ($p < 0,001$) z dużym efektem Cohena ($d = 3,13$). To wskazuje, że tradycyjna mieszanka asfaltowa AC AF 50/70 jest znacznie sztywniejsza w porównaniu z mieszanką modyfikowaną polimerami, co może wiązać się z większą podatnością na pękanie przy niskich temperaturach.

Kontrast pomiędzy AC AF 50/70 a SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA PmB 65/105-80 również wykazał znaczące różnice (odpowiednio 1892 MPa i 2580 MPa), co również potwierdza wyższą sztywność tradycyjnej mieszanki AC AF 50/70. Wartości p dla tych kontrastów są $p \leq 0,001$ z dużymi wielkościami efektów (odpowiednio $d = 1,48$, $d = 2,16$), co podkreśla statystyczną istotność obserwowanych różnic.

Równocześnie, analiza różnic między mieszankami modyfikowanymi polimerami (AC AF 8 PmB 65/105-80 vs. SMA-MA PmB 65/105-80) oraz SMA-MA 50/70 vs. SMA-MA PmB 65/105-80 wykazała mniejszą różnicę w sztywności, która nie była statystycznie istotna ($p = 0,064$, $p = 0,363$), co może wskazywać na podobne właściwości mechaniczne badanych mieszanek. To może sugerować, że modyfikacja polimerami w różnych proporcjach i rodzajach może nie wykazywać jednoznacznie lepszych właściwości mechanicznych (moduł sztywności).

Wyniki analizy kontrastów wskazują na znaczący wpływ rodzaju mieszanki asfaltowej na uzyskiwany moduł sztywności sprężystej w teście IT-CY dla zadanych temperatur. Znajomość wartości modułu sztywności jest jednym z kluczowych elementów na etapie projektowania konstrukcji nawierzchni z mieszankami przeciwspekaniowymi / przeciwmęczeniowymi.

Uzyskane wyniki sugerują, że wybór odpowiedniego rodzaju asfaltu powinien być dokonywany z uwzględnieniem specyficznych wymagań projektowych oraz warunków eksploatacyjnych, takich jak obciążenie ruchem, warunki klimatyczne i oczekiwana trwałość nawierzchni. w dalszych badaniach powinno skupić się na zrozumieniu wpływu różnych rodzajów modyfikacji polimerami oraz ich proporcji w asfalcie na właściwości mechaniczne mieszanek, co może przyczynić się do lepszego dopasowania właściwości mieszanek do konkretnych zastosowań.

4.3.2. Ocena wyników badań w teście 4PB-PR

Moduł sztywności wg 4PB-PR został zbadany w temperaturze 10°C dla wszystkich mieszanek mineralno-asfaltowych. w zadanej temperaturze badawczej określono moduły przy siedmiu wartościach częstotliwości obciążenia (1 Hz, 2 Hz, 3 Hz, 5Hz, 8 Hz, 10 Hz i 20 Hz). Dla mieszanek AC AF i SMA-MA na asfalcie modyfikowanym polimerami przy częstotliwości 1Hz nie odnotowano wyniku badania, co może oznaczać, że przy niskich częstotliwościach materiał wykazuje bardziej lepkie zachowania niż sprężyste, co utrudnia pomiar. Otrzymane wyniki badań zespolonego

modułu sztywności 4PB-PR wraz ze średnią, odchyleniem standardowym oraz wskaźnikiem zmienności przedstawiono w tabeli (Tab. 4-53).

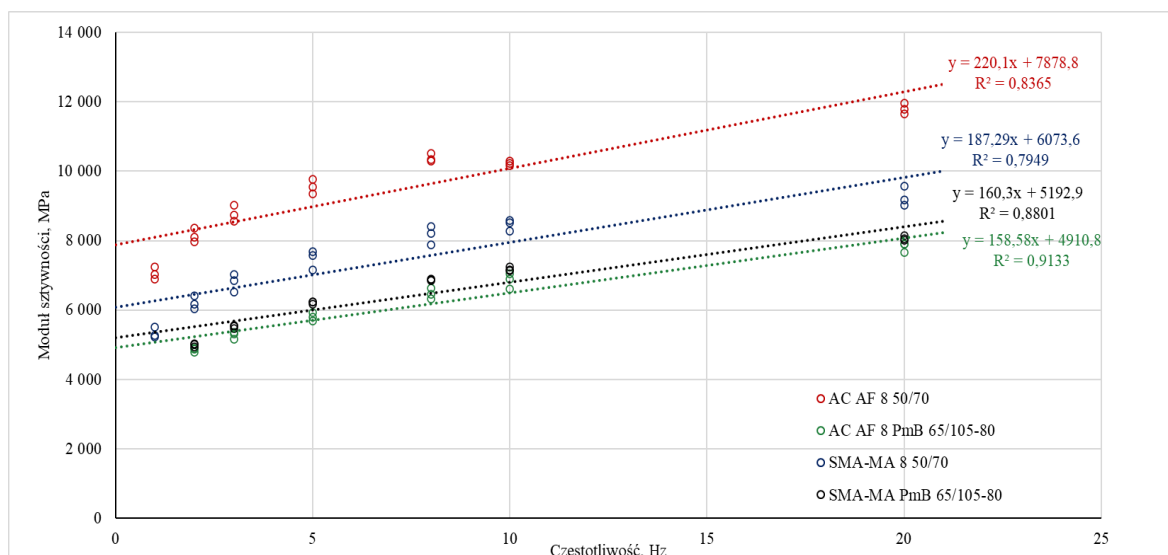
Tab. 4-53. Zestawienie wyników zespolonego modułu sztywności E

Warunki pomiaru	Rodzaj mma	Oznaczenie			Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współ. zmienności <i>COV</i>
		1	2	3			
1 Hz, T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	7246	7015	6899	7053	177	2,5
	AC AF 8 PmB 65/105-80	-	-	-	-	-	-
	SMA-MA 8 50/70	5218	5260	5517	5332	162	3,0
	SMA-MA PmB 65/105-80	-	-	-	-	-	-
2 Hz T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	8370	8103	7966	8146	205	2,5
	AC AF 8 PmB 65/105-80	4796	4881	4894	4857	53	1,1
	SMA-MA 8 50/70	6043	6166	6419	6209	192	3,1
	SMA-MA PmB 65/105-80	5012	5032	4948	4998	44	0,9
3 Hz T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	9030	8729	8554	8771	241	2,7
	AC AF 8 PmB 65/105-80	5164	5307	5352	5274	98	1,9

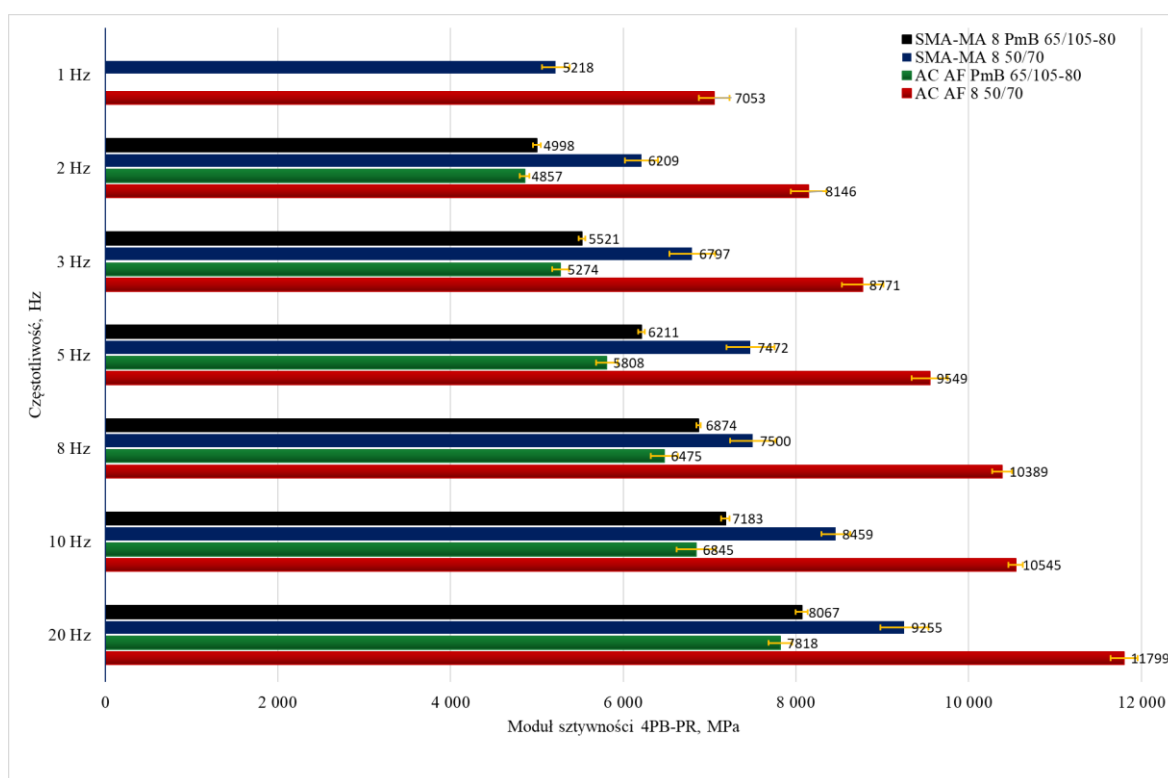
Warunki pomiaru	Rodzaj mma	Oznaczenie			Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współ. zmienności <i>COV</i>
		1	2	3			
	SMA- MA 8 50/70	6512	6846	7034	6797	264	3,9
	SMA- MA PmB 65/105- 80	5548	5538	5477	5521	38	0,7
5 Hz T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	9759	9549	9340	9549	209	2,2
	AC AF 8 PmB 65/105- 80	5684	5803	5937	5808	126	2,2
	SMA- MA 8 50/70	7156	7580	7680	7472	278	3,7
	SMA- MA PmB 65/105- 80	6225	6238	6169	6211	36	0,6
8 Hz T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	10519	10346	10302	10389	114	1,1
	AC AF 8 PmB 65/105- 80	6328	6460	6637	6475	155	2,4
	SMA- MA 8 50/70	7880	7216	7406	7500	266	3,3
	SMA- MA PmB 65/105- 80	6877	6897	6847	6874	25	0,4
10 Hz T=10°C, ε=50 μstrain	AC AF 8 50/70	10637	10474	10525	10545	83	0,8
	AC AF 8 PmB	6604	6883	7047	6845	224	3,3

Warunki pomiaru	Rodzaj mma	Oznaczenie			Średnia arytmetyczna <i>M</i>	Odchylenie standardowe <i>SD</i>	Współ. zmienności <i>COV</i>
		1	2	3			
	65/105-80						
	SMA-MA 8 50/70	8272	8514	8592	8459	167	2,0
	SMA-MA PmB 65/105-80	7238	7165	7144	7183	49	0,7
20 Hz T=10°C, $\varepsilon=50 \mu\text{strain}$	AC AF 8 50/70	11652	11781	11964	11799	157	1,3
	AC AF 8 PmB 65/105-80	7662	7901	7891	7818	135	1,7
	SMA-MA 8 50/70	9028	9174	9565	9255	278	3,0
	SMA-MA PmB 65/105-80	8135	8000	8064	8067	68	0,8

Na rysunku (Rys. 4-24) przedstawiono graficznie uzyskane wyniki badań modułu sztywności dla poszczególnych próbek, a ich wartości średnie dla poszczególnych częstotliwości badawczych przedstawia wykres (Rys. 4-25).



Rys. 4-24. Zestawienie wyników badań modułu sztywności 4PB-PR



Rys. 4-25. Porównanie średnich modułów sztywności 4PB-PR w poszczególnych częstotliwościach

Uzyskane wyniki badań wykazują istotny wpływ częstotliwości na moduł sztywności. w zakresie częstotliwości od 2Hz do 20Hz moduły sztywności przyjmują wartości niższe dla mieszanek na bazie lepiszcza modyfikowanego polimerami w obu

typach mieszank, co pokrywa się z obserwacją z testu IT-CY. Porównując mieszanki z lepiszczem modyfikowanym między sobą zauważa się, że ich moduły są do siebie zbliżone. Inaczej ma się sytuacja w mieszankach z asfaltem drogowym, w tym przypadku mieszanka SMA-MA wykazuje niższe moduły niż mieszanka AC AF. We wszystkich temperaturach badawczych mieszanka AC AF 8 50/70 wyróżnia się największą wartością zespolonego modułu sztywności, co pokrywa się z obserwacją z badań IT-CY.

Model RLM (Robust Linear Model), który analizuje wpływ różnych typów mieszank asfaltowych oraz częstotliwości na moduł sztywności w teście 4PB-PR, wykazał istotny wpływ częstotliwości na moduł sztywności. Parametr estymacji dla częstotliwości, wynoszący $B = 165,02$ MPa, wskazuje, że wzrost częstotliwości o 1 Hz stopniowo zwiększa moduł sztywności materiału. Statystyczna istotność tego efektu, potwierdzona wartością $p < 0,001$, wskazuje na bardzo silny związek między wzrostem częstotliwości a wzrostem modułu sztywności w badaniach.

Analiza danych z tabeli (Tab. 4-54), przedstawia oszacowane wartości średnie krańcowe (EMM) zespolonego modułu sztywności dla różnych rodzajów mieszanki asfaltowej w teście 4PB-PR. Pozwala na identyfikację znaczących różnic w zachowaniu mechanicznym poszczególnych mieszank pod wpływem obciążeń.

Tab. 4-54. Szacowane wartości średnie modułu sztywności dla różnych rodzajów mieszanki asfaltowej w teście 4PB-PR w 10°C i 8 Hz

Rodzaj mieszanki	EMM	SE	CI 95%	
			lower	upper
AC AF 8 50/70	10389	98	9870	10908
AC AF 8 PmB 65/105-80	6475	98	6151	6799
SMA-MA 8 50/70	7500	98	7125	7875
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	6874	98	6530	7217

Adnotacja: EMM – oszacowana wartość krańcowa; SE – błąd standardowy; CI 95% – przedział ufności 95%; lower – dolna granica; upper – górna granica.

Najwyższy moduł sztywności wykazuje mieszanka AC AF 50/70, z wartością EMM wynoszącą 10389 MPa, co sugeruje jej wysoką odporność mechaniczną, potencjalnie przekładającą się na lepszą wytrzymałość i trwałość nawierzchni szczególnie w warunkach dużego obciążenia ruchem drogowym i wysokich temperatur,

ale jednocześnie we współpracy ze sztywną podbudową może wykazywać tendencję do pękania w niskich temperaturach.

Mieszanka AC AF 8 PmB 65/105-80 charakteryzuje się najniższym modułem sztywności (6475 MPa), co może wskazywać na jej większą elastyczność w porównaniu z pozostałymi testowanymi mieszankami. Taka charakterystyka może być korzystna w warunkach, gdzie wymagana jest większa adaptacja do pojawiania się naprężeń rozciągających na spodzie warstw asfaltowych.

Mieszanki SMA-MA 50/70 oraz SMA-MA PmB 65/105-80 wykazują średnie wartości zespolonego modułu sztywności, odpowiednio 7500 MPa i 6874 MPa. Wyniki te sugerują, że mieszanki te mogą oferować zrównoważone właściwości pomiędzy sztywnością a elastycznością, co jest pożądane w aplikacjach drogowych, gdzie wymagana jest zarówno odporność na obciążenia, jak i zdolność do absorpcji energii ograniczająca powstawanie uszkodzeń.

Błąd standardowy (SE) dla wszystkich typów mieszanki wynosi 98, co wskazuje na stabilność i precyzję metod pomiarowych. Przedziały ufności 95% (CI) dla każdego rodzaju mieszanki również są stosunkowo wąskie, co dodatkowo potwierdza wiarygodność wyników oraz ich małą zmienność statystyczną, co jest istotne dla prognozowania zachowań tych materiałów w rzeczywistych warunkach drogowych.

Analiza kontrastów różnic w modułach sztywności między typami mieszanki asfaltowej, przedstawiona w tabeli (Tab. 4-55), dostarcza istotnych dowodów na znaczące różnice pomiędzy badanymi mieszankami. Wyniki te są pomocne w kontekście optymalizacji wyboru materiałów do specyficznych warunków i zastosowań infrastrukturalnych.

Tab. 4-55. Analiza kontrastów różnic w modułach sztywności pomiędzy typami mieszanki asfaltowej w teście 4PB-PR

<i>Kontrast</i>	<i>Wynik,</i>			
	<i>MPa</i>	<i>SE</i>	<i>p</i>	<i>d</i>
(AC AF 50/70) - (AC AF 8 PmB 65/105-80)	3914	139	< 0,001	9,26
(AC AF 50/70) - (SMA-MA 8 50/70)	2889	139	< 0,001	5,33
(AC AF 50/70) - (SMA-MA PmB 65/105-80)	3515	139	< 0,001	8,51
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA 8 50/70)	-1025	139	< 0,001	-3,94
(AC AF 8 PmB 65/105-80) - (SMA-MA PmB 65/105-80)	-399	139	0,184	-0,75

(SMA-MA 8 50/70) - (SMA-MA PmB 65/105-80)	626	139	< 0,001	3,19
---	-----	-----	---------	------

Oznaczenia: kontrast – równanie badające różnice w module sztywności pomiędzy parami mieszanek; wynik – różnice w sztywności w teście IT-CY pomiędzy parami mieszanek; SE – błąd standardowy; p – wartość p testu statystycznego z; d – wielkość efektu Cohena d.

Największa różnica obserwowana jest pomiędzy mieszanką AC AF 50/70 a AC AF 8 PmB 65/105-80, gdzie różnica modułu sztywności wynosi 3914 MPa. To sugeruje wyższą sztywność i potencjalną wytrzymałość AC AF 50/70 w porównaniu z AC AF 8 PmB 65/105-80, co może być korzystne w warunkach dużego obciążenia ruchem ciężkim i wysokich temperaturach nawierzchni. Wartość $p < 0,001$ z d 9,29 wskazuje na statystycznie istotną różnicę z bardzo dużą wielkością efektu.

Podobnie, różnice pomiędzy AC AF 50/70 a SMA-MA 50/70 oraz AC AF 50/70 a SMA-MA PmB 65/105-80 (odpowiednio 2889 MPa i 3515 MPa) są również statystycznie istotne ($p < 0,001$). To pokazuje, że AC AF 50/70 generalnie wykazuje wyższy moduł sztywności w porównaniu do mieszanki SMA-MA.

Kontrast pomiędzy AC AF 8 PmB 65/105-80 a SMA-MA 50/70 pokazuje ujemną wartość (-1025 MPa), co oznacza, że SMA-MA 50/70 jest sztywniejsza niż AC AF 8 PmB 65/105-80. Również tutaj obserwuje się statystyczną istotność ($p < 0,001$), co może sugerować, że SMA-MA 50/70 jest lepszym wyborem w aplikacjach wymagających wyższej odporności mechanicznej.

W przypadku kontrastu AC AF 8 PmB 65/105-80 i SMA-MA PmB 65/105-80 różnica wynosi tylko -399 MPa, co nie jest statystycznie istotne ($p = 0,184$). To sugeruje, że obie te mieszanki mogą mieć porównywalne właściwości mechaniczne, co może być ważne przy wyborze materiału w zastosowaniach, gdzie inne czynniki mogą odgrywać rolę (np. koszty).

Ostatni analizowany kontrast, pomiędzy SMA-MA 50/70 a SMA-MA PmB 65/105-80 wykazuje różnicę 626 MPa, potwierdzając wyższą sztywność SMA-MA 50/70, co również jest statystycznie istotne ($p < 0,001$). To może wskazać na preferencje w wyborze SMA-MA 50/70 w warunkach wymagających wyższej wytrzymałości mechanicznej.

Podsumowując, analiza kontrastów rzuca światło na znaczące różnice w charakterystykach mechanicznych badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, co ma bezpośrednie przełożenie na podejmowane decyzje dotyczące wyboru odpowiednich materiałów do konkretnych zastosowań.

4.3.3. Podsumowanie wyników badań modułów sztywności

Przeprowadzone badania wskazują, że wartości modułów sztywności zależą od warunków prowadzenia oznaczenia. Uzyskane wyniki badań metodą IT-CY i 4PB-PR mają przede wszystkim charakter wdrożeniowy i mają służyć do celów projektowania konstrukcji nawierzchni z wykorzystaniem mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw przeciwspekaniowych / przeciwmęczeniowych. Średnie wartości uzyskane z badań dla warunków pomiarowych 10°C i 8 Hz (co odpowiada 125 ms z badania IT-CY) zestawiono w tabeli (Tab. 4-56). Podano tam również różnicę pomiędzy wartościami modułów w stosunku do uzyskanej w badaniu IT-CY.

Tab. 4-56. Zestawienie uzyskanych średnich modułów w badaniu IT-CY i 4PB-PR

Rodzaj mieszanki	Średni moduł sztywności, MPa		Różnica procentowa [%]
	IT-CY(10°C, 125 ms)	4PB-PR (10°C, 8Hz)	
AC AF 8 50/70	7815	10389	33
AC AF 8 PmB 65/105-80	5037	6475	29
SMA-MA 8 50/70	5923	7500	27
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	5235	6874	31

Zbliżone różnice procentowe (rozrzut wyników 29-33 %) pozwala wysunąć wniosek, że istnieje silna korelacja między modułami sztywności uzyskanymi w badaniach metodą IT-CY i 4PB-PR dla danych mieszanek. Wyznaczono zatem współczynnik korelacji między parami liczb, aby zobaczyć jak silnie są one ze sobą powiązane. Dla obliczenia współczynnika korelacji Pearsona dla podanych par liczb, skorzystano ze wzoru (4.6):

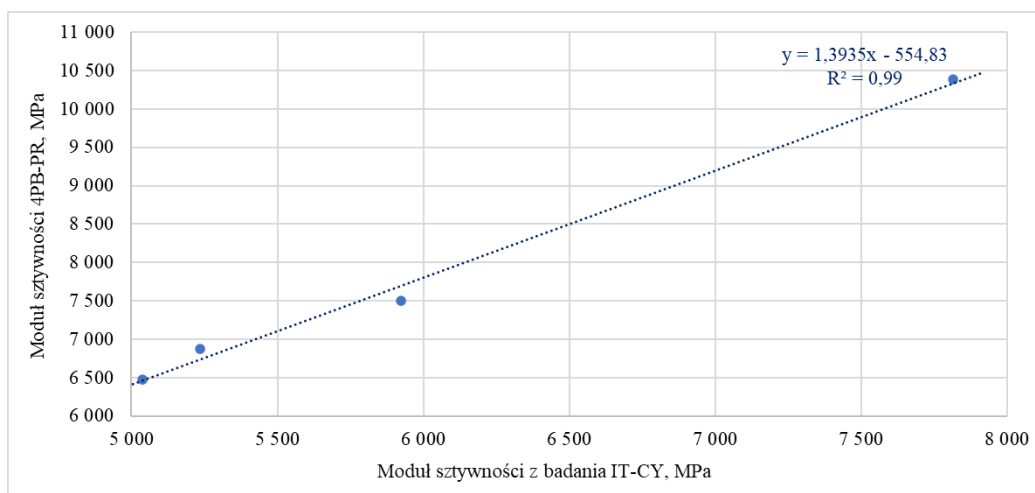
$$r = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i - \bar{x})^2 \sum(y_i - \bar{y})^2}} \quad (4.6)$$

gdzie:

x_i, y_i – wartości w dwóch zestawach danych

$\bar{x}, \bar{y}$ – średnie wartości zestawów danych

Współczynnik korelacji Pearsona dla podanych par liczb wyniósł $r=0.9968$. Wartość ta jest bardzo bliska 1, co oznacza, że istnieje bardzo silna dodatnia korelacja między badanymi modułami, co przedstawiono na wykresie (rys. 4-26).



Rys. 4-26. Wykres zależności modułów sztywności wyznaczonych w teście IT-CY i 4PB-PR dla warunków badania 10°C i 8 Hz.

Na podstawie uzyskanych wyników i analiz sformułowano następujące wnioski:

- 1.49. Typ mieszanki oraz temperatura oznaczenia mają istotny wpływ na wartość modułu sztywności sprężystej w badaniu IT-CY
- 1.50. Typ mieszanki oraz częstotliwość oznaczenia mają istotny wpływ na wartość modułu sztywności w badaniu 4PB-PR
- 1.51. Najwyższą wartość średnią modułu sztywności sprężystej (IT-CY) uzyskano dla mieszanki AC AF 8 50/70 (7815 MPa), najniższą dla mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80 (5037 MPa) przy warunkach badania 10°C i 8 Hz
- 1.52. Najwyższą średnią wartość modułu sztywności (4PB-PR) uzyskano dla mieszanki AC AF 8 50/70 (10389 MPa), najniższą dla mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80 (6475 MPa) przy warunkach badania 10°C i 8 Hz
- 1.53. Istnieje silna korelacja między modułami sztywności uzyskanymi w badaniach metodą IT-CY i 4PB-PR dla danych mieszanek
- 1.54. Analiza kontrastów z analizy statystycznej potwierdziła istotny wpływ rodzaju lepiszcza asfaltowego na moduł sztywności sprężystej i moduł sztywności. Mieszanki na bazie lepiszcza drogowego są sztywniejsze od tych samych mieszanek na bazie lepiszcza modyfikowanego polimerami. Większe różnice zauważa się w przypadku mieszanek typu betonowego (wzrost modułu nawet o 30%).

Wniosek końcowy

W tabeli (Tab. 4-57) przedstawiono porównanie czterech analizowanych mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych / przeciwspekaniowych zbadanych dwoma metodami (IT-CY, 4PB-PR) pod kątem uzyskanych modułów sztywności w różnych warunkach badawczych.

Tab. 4-57. Ocena kryterialna średnich modułów sztywności badanych mieszanek

Metoda badawcza	Oceniany parametr	Ocena kryterialna (1-najwyższy, 4-najniższy)			
		1	2	3	4
IT-CY	Moduł sztywności sprężystej, MPa	AC AF 8 50/70	SMA-MA 8 50/70	SMA-MA PmB 65/105-80	AC AF PmB 65/105-80
4PB-PR	Moduł sztywności, MPa	AC AF 8 50/70	SMA-MA 8 50/70	SMA-MA PmB 65/105-80	AC AF PmB 65/105-80

W obu metodach badawczych najwyższe moduły uzyskiwała mieszanka AC AF 8 50/70, a najniższe AC AF PmB 65/105-80.

4.4. Wyniki badań odporności na zmęczenie 4PB-PR

Głównym celem badania odporności na zmęczenie jest opracowanie charakterystyk, które pozwolą na wyznaczenie liczby cykli do zniszczenia (zmęczenia) próbki przy zadanym poziomie odkształceń lub naprężeń rozciągających. Badanie trwałości zmęczeniowej mma przeprowadzono wg normy PN-EN 12697-24:2012 (N17). Do wyznaczenia trwałości zmęczeniowej (N_f) wykorzystano cykliczne zginanie belki prostopadłościennej przy stałej amplitudzie odkształcenia zmieniającej się sinusoidalnie. Kryterium zniszczenia próbki przyjęto w momencie obciążenia, w którym moduł sztywności osiągał wartość równą połowie wartości początkowego modułu, określonego w setnym cyklu obciążenia ($N_f/50$). Temperatura badania wynosiła 10°C, a częstotliwość obciążenia 10Hz i parametry te były stałe dla wszystkich badanych próbek. Amplituda odkształcenia postaciowego była zmienna w zależności od rodzaju lepiszcza użytego w mma i zawierała się w przedziale 250-380 $\mu\text{m/m}$. Dla każdej mieszanki i dla każdej wartości przemieszczenia wykonano po 4 oznaczenia, z których wyliczono średnią liczbę cykli, w których moduł sztywności osiągnął połowę wartości początkowej (zmęczenie), odchylenie standardowe oraz wskaźnik zmienności. Wyniki uzyskane dla mieszanek na bazie asfaltu 50/70 przedstawiono w tabeli (Tab. 4-58), a dla mieszanek

z lepiszczem modyfikowanym w tabeli (Tab. 4-59). Zbiorcze zestawienie wyników przedstawiono na wykresie zależności funkcji $N_f=f(\varepsilon)$ w skali logarytmicznej (Rys. 4-27).

Tab. 4-58. Zestawienie wyników średniej liczby cykli zmęczenia dla mieszanek AC AF i SMA-MA na asfalcie drogowym

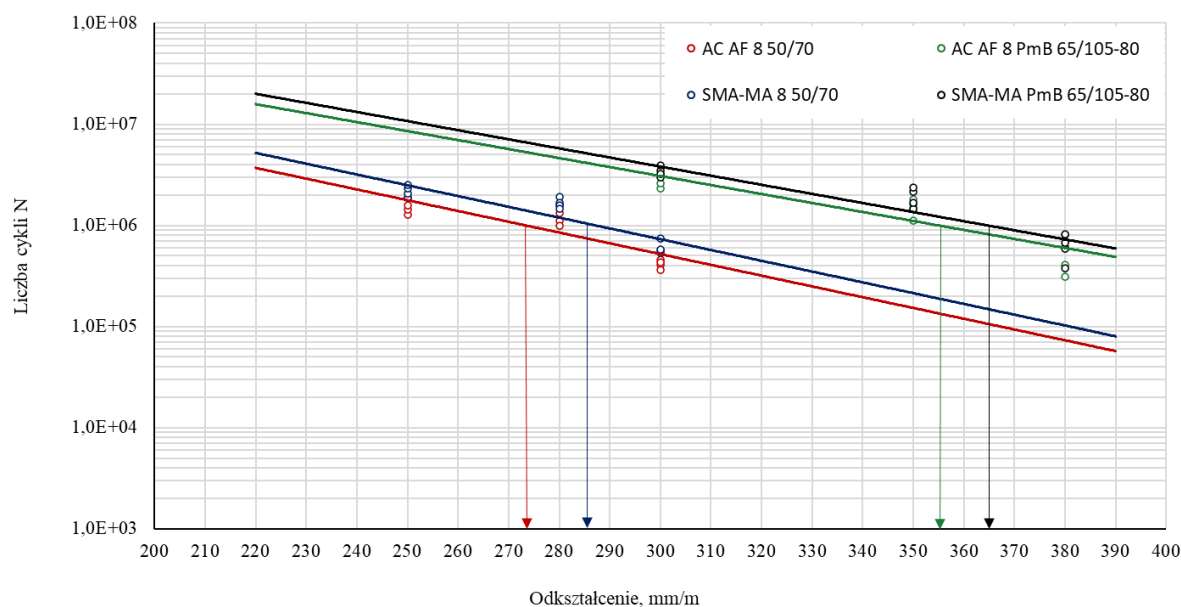
Odkształcenie ε [$\mu\text{m/m}$]	Rodzaj mieszanki	Średnia wartość liczby cykli N	Odchylenie standardowe	Wskaźnik zmienności [%]
250	AC AF 50/70	1 543 500	259 610	16,82
	SMA-MA 50/70	2 200 625	288 131	13,09
280	AC AF 50/70	1 252 625	257 340	20,54
	SMA-MA 50/70	1 659 875	192 707	11,61
300	AC AF 50/70	417 500	42 176	10,10
	SMA-MA 50/70	605 125	92 974	15,36

Tab. 4-59. Zestawienie wyników średniej liczby cykli zmęczenia dla mieszanek AC AF i SMA-MA na asfalcie modyfikowanym

Odkształcenie ε [$\mu\text{m/m}$]	Rodzaj mieszanki	Średnia wartość liczby cykli N	Odchylenie standardowe	Wskaźnik zmienności [%]
300	AC AF PmB 65/105-80	2 775 625	375 777	13,54
	SMA-MA PmB 65/105-80	3 389 125	392 489	11,58
350	AC AF PmB 65/105-80	1 501 250	296 468	19,75
	SMA-MA PmB 65/105-80	1 907 250	404 714	21,22
380	AC AF PmB 65/105-80	532 000	217 185	40,82
	SMA-MA PmB 65/105-80	615 375	184 181	29,93

Na podstawie analizy wyników ujętych w tabelach powyżej wynika, że mieszanki typu SMA-MA osiągają wyższe poziomy trwałości zmęczeniowej niż mieszanki typu AC AF dla wszystkich zadanych poziomów odkształcenia. Wynikać to może z faktu, że mieszanki typu mastyksowego są bogatsze w lepiszcze asfaltowe od mieszanek typu betonowego. Spośród badanych mma najbardziej korzystne parametry trwałości

zmęczeniowej uzyskuje mieszanka SMA-MA z asfaltem modyfikowanym PmB 65/105-80. Mieszanki na bazie asfaltów modyfikowanych uzyskują poziom trwałości (min. 1 mln cykli) przy bardzo wysokich poziomach obciążenia (300, 350 $\mu\text{m/m}$).



Rys. 4-27. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek AC AF i SMA-MA

Wyniki przedstawione na wykresie (Rys. 4-27) wskazują, że mieszanki bazujące na asfalcie wysokomodyfikowanym wykazują większą trwałość zmęczeniową niż te same mieszanki na asfalcie drogowym. Największą trwałością zmęczeniową charakteryzuje się mieszanka SMA-MA PmB 65/105-80 (linia najwyżej położona na wykresie). w tym badaniu mieszanką najmniej odporną zmęczeniowo okazała się mieszanka AC AF 8 50/70. w tabeli (Tab. 4-60) przedstawiono wartość odkształcenia przy 10^6 cykli obciążenia (ε_6) odczytane z wykresu dla poszczególnych mieszanek.

Tab. 4-60. Wartość ε_6 dla badanych mieszanek odczytane z wykresu

Rodzaj mieszanki	ε_6 [$\mu\text{m/m}$] z wykresu
AC AF 8 50/70	275
AC AF 8 PmB 65/105-80	355
SMA-MA 8 50/70	285
SMA-MA 8 PmB 65/105-80	365

Literatura nie wyszczególnia wymagań w zakresie poziomy odkształcenia dla mieszanek do warstw przecizmęczeniowych / przeciwspekaniowych. Pomocnym może być kryterium, które stawiane jest mieszankom SMA-MA do warstw ochronnych na obiektach mostowych wynoszące nie mniej niż $\varepsilon_6=310 \mu\text{m/m}$ (wg WR-M-61). Należy zaznaczyć, że w zależności od zastosowanego w mieszczance lepiszcza trwałość zmęczeniowa wyrażona w cyklach jest różna. Dla asfaltów drogowych poziom 1 mln osiągnięto dla wartości obciążenia w zakresie 250 i 290 $\mu\text{m/m}$, natomiast w przypadku asfaltów wysokomodyfikowanych przy 350 i 380 $\mu\text{m/m}$. Proces modyfikacji asfaltu polimerem (ponad 7% m/m polimeru blokowego SBS) powoduje wyraźny wzrost parametrów zmęczeniowych mieszanek z jego udziałem i odpowiada za to w głównej mierze lepiszcze, którego matryca polimerowa charakteryzuje się większą zdolnością do relaksacji naprężeń w stosunku do asfaltu bazowego.

Na podstawie uzyskanych wyników i analiz sformułowano następujące wnioski:

- 1.55. Do badań zmęczeniowych mieszanek drobnoziarnistych bogatych w lepiszcze asfaltowe należy stosować różne poziomy odkształcenia rozciągającego w zależności od rodzaju zastosowanego lepiszcza (modyfikowane, niemodyfikowane).
- 1.56. Spośród badanych mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych/przeciwspekaniowych najbardziej korzystnymi parametrami odporności na zmęczenie charakteryzuje się SMA-MA PmB 65/105-80 ($\varepsilon_6 = 365 \mu\text{m/m}$), a najmniej korzystne parametry wykazuje mieszanka AC AF 50/70 ($\varepsilon_6 = 275 \mu\text{m/m}$).
- 1.57. Przy założonej amplitudzie odkształcenia równej 300 $\mu\text{m/m}$ średnia wartość liczby cykli zmęczeniowych mieszanek z asfaltem modyfikowanym PmB 65/105-80 jest większa o ok. 6 razy w stosunku do mieszanek z asfaltem 50/70.

4.5. Wyniki badań przeciwspekaniowych Texas Overlay

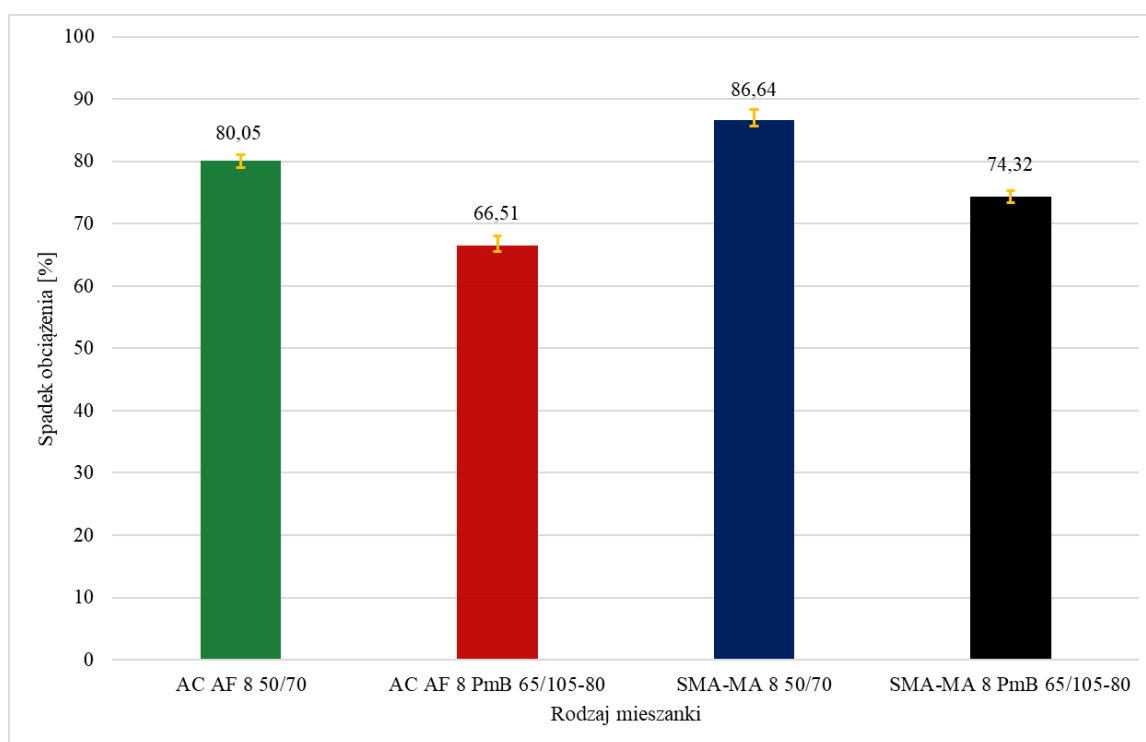
Celem badań było sprawdzenie czy zaprojektowane mieszanki AC AF i SMA-MA spełniają kryterium odporności na pękanie stawiane przez procedurę testową Tex-248-F i czy można je zakwalifikować do warstw chroniących konstrukcję nawierzchni przed przenoszeniem spękań odbitych. Zakres badań obejmował dwa typu mieszanek zróżnicowane pod względem rodzaju asfaltu (drogowy i modyfikowany). Dla każdej mieszanki przygotowano do badań TxOT po 3 próbki. Badanie przeprowadzono w trybie kontrolowanego odkształcenia w temperaturze 25°C ($\pm 0,5^\circ\text{C}$). Zgodnie z metodyką opisaną w normie Tex-248-F badanie przeprowadza się do momentu

zniszczenia próbki. Standardowo przyjmuje się, że próbka jest uszkodzona, gdy obciążenie zmniejsza się o 93% wartości początkowej. Ze względu na fakt, że w badanych mieszankach nie następowała redukcja początkowej siły rozciągającej o 93%, badanie przerywano automatycznie po 2000 cykli. Po zakończeniu testów wyznaczono początkową i końcową wartość obciążenia, procentową redukcję obciążenia, a na podstawie przebiegu wykresów wyznaczono równania funkcji i odczytano wskaźniki odporności na pękanie β . Średnie z uzyskanych wartości zestawiono w tabeli (Tab. 4-61).

Tab. 4-61. Podsumowanie wyników badania TxOT, wartości średnie z trzech próbek badanych w 25°C

Mieszanka	AC AF 8 50/70	AC AF 8 PmB 65/105- 80	AC AF 8 50/70	SMA-MA 8 PmB 65/105-80
Max. obciążenie początkowe [kN]				
Wartość średnia	2,03	2,01	2,20	1,90
Odch. standardowe	0,53	0,04	0,25	0,06
Współ. zmienności <i>COV</i>	2,61	2,04	1,11	2,96
Obciążenie końcowe [kN]				
Wartość średnia	0,40	0,67	0,29	0,50
Odch. standardowe	0,03	0,04	0,03	0,07
Współ. zmienności <i>COV</i>	6,20	5,68	8,97	13,73
Spadek obciążenia [%]				
Wartość średnia	80,05	66,51	86,64	74,32
Odch. standardowe	1,05	1,57	1,61	0,94
Współ. zmienności <i>COV</i>	1,30	2,34	1,85	1,25
Indeks odporności na pękanie β (wskaźnik propagacji spękania)				
Wartość średnia	0,17	0,11	0,22	0,14
Odch. standardowe	0,03	0,02	0,02	0,04
Współ. zmienności <i>COV</i>	14,54	14,82	9,32	20,25

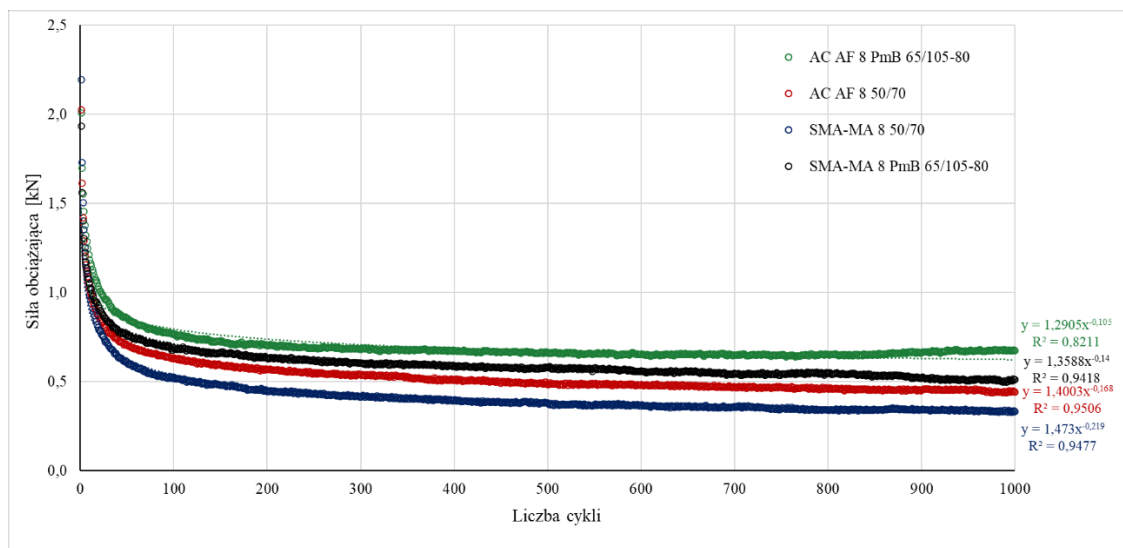
Do interpretacji uzyskanych wyników wybrano trzy kryteria oceny badanych materiałów pod kątem ich odporności na pękanie. Kryterium pierwsze to liczba cykli, po których próbka ulega uszkodzeniu. Im większa liczba cykli, tym większa odporność mieszanki na pękanie, a przekroczenie progu 750 cykli w temperaturze 25°C pozwala sklasyfikować mieszankę jako przeciwspekaniową. Kryterium drugie to procentowy spadek obciążenia w stosunku do wartości szczytowej pierwszego cyklu. w pracy jako trzecie kryterium oceny badanych mieszanek wybrano wskaźnik odporności na pękanie δ . Na podstawie pierwszego kryterium (liczba cykli do zniszczenia) stwierdzono, że wszystkie badane mieszanki przekroczyły próg 750 cykli i można je zakwalifikować jako mieszanki przeciwspekaniowe. Na wykresie (rys. 4-28) pokazano średnie poziomy spadku obciążenia w momencie przerywania testów (w 2000 cyklu).



Rys. 4-28. Procentowy spadek obciążenia

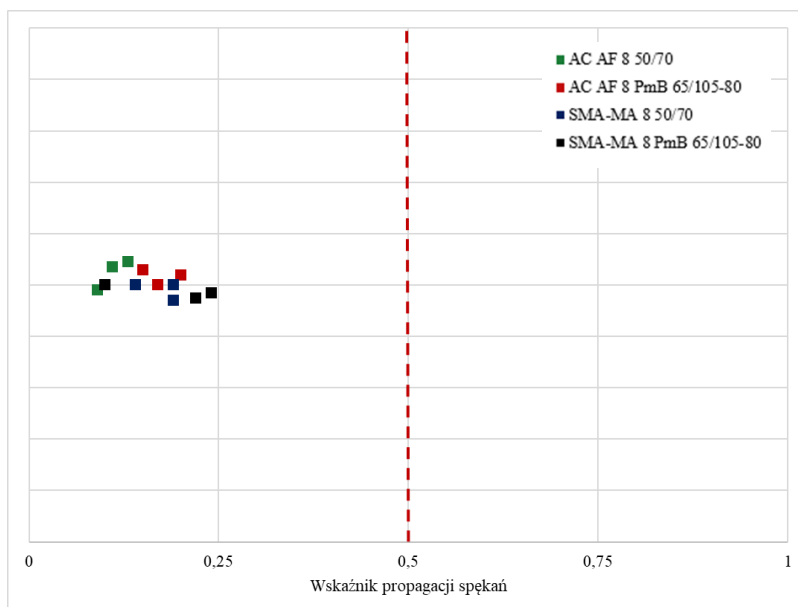
W żadnej z badanych mieszanek podczas trwania testów nie odnotowano spadku wartości obciążenia o 93%, co świadczy o tym, że są to mieszanki odporne na spękania. Najmniejszy spadek obciążenia obserwowany jest w mieszance AC AF 8 PmB 65/105-80, co może sugerować, że jest to mieszanka o najlepszych predyspozycjach przeciwspekaniowych. Dodatkowo, użycie modyfikatora w obu przypadkach korzystnie wpływa na parametry przeciwspekaniowe. Do określenia trzeciego kryterium

wykreślono krzywe redukcji obciążenia dla 1000 cykli dla wszystkich badanych mieszanek, które przedstawiono na wykresie (Rys. 4-29).



Rys. 4-29. Wykres sił obciążających dla badanych mieszanek w teście TxOT

Wykres zależności sił obciążających w funkcji liczby cykli pozwala na wyznaczenie wskaźnika odporności na pękanie θ . Rozkład tego parametru dla poszczególnych mieszanek przedstawiono na wykresie (Rys. 4-30).



Rys. 4-30. Interpretacja graficzna wskaźnika odporności na pękanie

Zgodnie z metodologią mieszanki, które osiągają wskaźnik propagacji spękań mniejszy niż 0,5, uznawane są za mieszanki o dużej elastyczności, a szybkość postępu pęknięcia jest w ich najniższy. Wszystkie zbadane mieszanki spełniły to kryterium. Celowym byłoby powiązanie wskaźnika β z parametrem krytycznej energii pęknięcia, który dostarczyłby dodatkowej wiedzy, jaka jest odporność mieszanek na inicjację spękań. z powodu ograniczeń w oprogramowaniu komputerowym używanym podczas badań, parametr krytycznej energii pęknięcia nie został wyznaczony. Jednak ze względu na trwające prace nad aktualizacją oprogramowania, wskazano ten zakres jako kierunek dalszych badań.

4.6. Wyniki badań zagęszczalności

Podatność do zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych oraz efektywność tego procesu analizowano w oparciu o wyznaczenie oporu zagęszczania (*LP* – locking point), współczynnika *CDI* oraz analizy statystycznej dla mieszanek mineralno-asfaltowych przy zmiennych warunkach zagęszczania (ciśnienie, temperatura). Przeanalizowano eksperymentalne wyniki dotyczące ilości wolnych przestrzeni w czterech różnych mieszankach asfaltowych: AC AF 8 50/70, AC AF 8 PMB 65/105-80, SMA MA 8 50/70, oraz SMA MA 8 PMB 65/105-80. Dla każdej mieszanki zarejestrowano wyniki z 200 cykli dla sześciu różnych kombinacji ciśnienia i temperatury: 100°C i 150 kPa, 130°C i 150 kPa, 160°C i 150 kPa, 100°C i 600 kPa, 130°C i 600 kPa oraz 160°C i 600 kPa.

Celem przeprowadzonych analiz była odpowiedź na dwa zdefiniowane pytania badawcze. Pierwsze z nich dotyczyło zidentyfikowania, który z analizowanych czynników – ciśnienie czy temperatura – ma dominujący wpływ na zmiany w zawartości wolnych przestrzeni w czasie, w kontekście czterech różnych mieszanek: AC AF 8 50/70, AC AF 8 PMB 65/105-80, SMA MA 8 50/70, oraz SMA MA 8 PMB 65/105-80. Drugie pytanie badawcze koncentrowało się na oszacowaniu istotności statystycznej różnic w zawartości wolnych przestrzeni pomiędzy wymienionymi mieszankami asfaltowymi przy zastosowaniu dwóch wariantów pomiarowych 130°C i 600 kPa oraz 160°C i 600 kPa. Warianty te zostały poddane analizie ze względu na to, że w tych warunkach wszystkie badane mieszanki uzyskały wymagany poziom wolnych przestrzeni. Badane mieszanki muszą charakteryzować się dobrą szczelnością, dlatego za satysfakcjonujący efekt zagęszczania uznaje się uzyskanie w mieszance wolnych przestrzeni na poziomie min. 2.0 %. Spełnienie tego wymagania dla poszczególnych

warunków badania przedstawiono w tabeli (Tab. 4-62), gdzie znakiem „+” oznaczono mieszanki, dla których uzyskano wymagany poziom wolnych przestrzeni w prasie żyrtorowej.

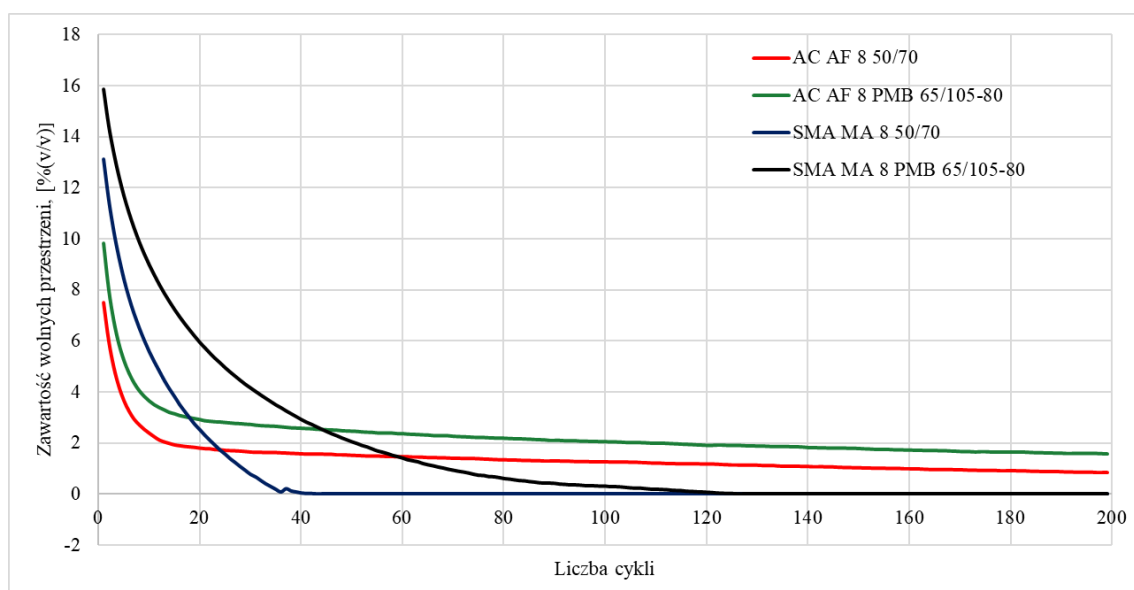
Tab. 4-62. Matryca spełnienia warunku zagęszczenia (wolnej przestrzeni) odpowiadającego założeniom recepty (BT)

Rodzaj mieszanki	Warunki pomiaru					
	T=100 °C		T=130°C		T=160°C	
	c=150 kPa	c=600 kPa	c=150 kPa	c=600 kPa	c=150 kPa	c=600 kPa
AC AF 8 50/70	-	-	-	+	+	+
AC AF 8 PMB 65/105-80	-	-	-	+	-	+
SMA-MA 8 50/70	+	+	+	+	+	+
SMA-MA 8 PMB 65/105-80	-	+	-	+	-	+

Na podstawie zestawienia przedstawionego w tabeli (Tab. 4-62) zaobserwowano, że dla mieszanek typu SMA-MA 8 na bazie asfaltu drogowego 50/70 uzyskanie wymaganego wskaźnika zagęszczenia jest możliwe w szerokim zakresie temperatur od 100°C do 160°C. To oznacza, że czas efektywnego zagęszczania na budowie jest dla tej mieszanki dłuższy i jest ona mniej wrażliwa na zmiany temperatury podczas wbudowywania od pozostałych badanych mma. Dodatkowo mieszanka SMA-MA 8 50/70 zagęszcza się również przy obniżonej energii zagęszczania wyrażonej ciśnieniem kontaktowym o wartości $c = 150$ kPa (w stosunku do typowej $c = 600$ kPa). Za optymalne warunki zagęszczania dla badanych mieszanek można przyjąć zakres temperatur 130 – 160°C oraz ciśnienie $c = 600$ kPa, dla tych parametrów wszystkie badane mma spełniły warunek zagęszczenia (wolnej przestrzeni), odpowiadający założeniom recepty (BT). Te obserwacje prowadzą zatem do weryfikacji pytania badawczego, który z analizowanych czynników ma dominujący wpływ na zawartość wolnych przestrzeni w badanych mieszankach.

4.6.1. Ocena wpływu temperatury i ciśnienia na poziom wolnych przestrzeni w czasie

Weryfikacja pierwszego problemu badawczego, które miało na celu porównanie wpływu parametrów takich jak ciśnienie i temperatura na zawartość wolnych przestrzeni w różnych mieszankach asfaltowych (AC AF 8 50/70, AC AF 8 PMB 65/105-80, SMA MA 8 50/70, SMA MA 8 PMB 65/105-80), przeprowadzona została z zastosowaniem modelu addytywnego GAM (ang. Generalized Additive Model). Wybór tego modelu był podyktowany nieliniowym charakterem zależności, co ilustruje rysunek (Rys. 4-31).



Rys. 4-31. Rozkład ilości wolnych przestrzeni w czasie (jeden cykl = 2s) dla poszczególnych typów mieszanek przy $T=160^{\circ}\text{C}$ i $c=600\text{kPa}$

Procedura weryfikacji składała się z dwóch etapów. Pierwszy krok obejmował dopasowanie dwóch odrębnych modeli GAM, które analizowały wpływ ciśnienia, przyjmującego dwie wartości dyskretne: 150 kPa (referencyjna) oraz 600 kPa, na ilość wolnych przestrzeni, zgodnie z wzorem (4.5).

$$\text{Zawartość wolnych przestrzeni} = \beta_0 + \beta_1 \cdot I(\text{ciśnienie} = "600 \text{ kPa}") + s(\text{cykl} | \text{ciśnienie}) \quad (4.5)$$

gdzie:

β_0 – wyraz wolny w równaniu, reprezentujący bazową wartość zagęszczenia dla referencyjnego typu ciśnienia (150 kPa),

β_1 – współczynnik wskazujący na różnicę w zawartości wolnych przestrzeni badanej mieszanki w stosunku do typu referencyjnego,

$I(\text{warunek})$ – funkcja wskaźnika, która przyjmuje wartość 1, jeśli warunek jest prawdziwy, i 0 w przeciwnym razie;

$s(\text{cykl} \mid \text{ciśnienie})$ – funkcja spline odnosząca się do zmiennej cykl, która różnicuje się w zależności od typu ciśnienia. Ta funkcja pozwala na modelowanie nieliniowych zależności między cyklem a ciśnieniem, które mogą różnić się w zależności ciśnienia.

Następnie, w drugim kroku, przeprowadzono analizę wpływu temperatury na zmienną zależną, co opisano we wzorze (4.6)

$$\begin{aligned} \text{Zawartość wolnych przestrzeni} = & \beta_0 + \beta_1 \cdot I(\text{temperatura} = "130^{\circ}\text{C}") + \\ & + \beta_2 \cdot I(\text{temperatura} = "160^{\circ}\text{C}") + s(\text{cykl} \mid \text{temperatura}) \end{aligned} \quad (4.6)$$

gdzie:

β_0 – wyraz wolny w równaniu, reprezentujący bazową wartość zagęszczenia dla temperatury referencyjnej (130°C),

β_1 – współczynnik wskazujący na różnicę w zawartości wolnych przestrzeni badanej mieszanki w stosunku do typu referencyjnego;

$I(\text{warunek})$ – to funkcja wskaźnika, która przyjmuje wartość 1, jeśli warunek jest prawdziwy, i 0 w przeciwnym razie;

$s(\text{cykl} \mid \text{temperatura})$ – funkcja spline odnosząca się do zmiennej cykl, która różnicuje się w zależności od temperatury. Ta funkcja pozwala na modelowanie nieliniowych zależności między cyklem a temperaturą, które mogą różnić się w zależności temperatury.

W kolejnym etapie analizy modeli GAM dokonano porównania parametrów dopasowania, które są kluczowe dla oceny jakości i adekwatności modeli statystycznych. Do tych parametrów należały skorygowany współczynnik dopasowania, procent wyjaśnionej dewiancji, ujemna zredukowana maksymalna wiarygodność oraz parametr skali.

Skorygowany współczynnik dopasowania R^2_{adj} dostarcza informacji o proporcji wariancji zmiennej zależnej wyjaśnionej przez model, uwzględniając liczbę zmiennych niezależnych i wielkość próby, co pozwala na bardziej precyzyjne porównania między modelami. Procent wyjaśnionej dewiancji jest miarą redukcji niepewności modelu dzięki zastosowaniu zmiennych niezależnych. Ujemna zredukowana maksymalna wiarygodność (-REML) służy do oceny dopasowania modelu przy jednoczesnym penalizowaniu za zbytnią złożoność modelu w przypadku modeli z funkcjami spline.

Parametr skali jest używany do oceny zmienności błędów modelu wokół przewidywanych wartości. Wartość parametru skali pomaga ocenić, na ile model jest dobrej jakości w kontekście homoscedastyczności błędów (tj. rozrzut wartości wokół linii regresji jest stały na wszystkich poziomach niezależnej zmiennej).

Modele charakteryzujące się wyższymi wartościami skorygowanego współczynnika dopasowania oraz większym procentem wyjaśnionej dewiancji, przy jednoczesnym utrzymaniu niższych wartości -REML oraz parametru skali, wskazują

zarówno na bardziej znaczący wpływ badanej zmiennej na zawartość wolnych przestrzeni w analizowanych mieszankach asfaltowych jak i na mniejszą złożoność i lepszą stabilność modelu.

Wyniki dopasowania modeli GAM dla czterech różnych typów mieszanek asfaltowych, z uwzględnieniem wpływu ciśnienia i temperatury przedstawiono w tabeli (Tab. 4-63).

Tab. 4-63. Porównanie wyników dopasowania modeli GAM dla czynników ciśnienia i temperatury w czasie w podziale na typ mieszanki, $n_{obs} = 1196$

<i>Mieszanka</i>	<i>Parametr</i>	<i>Wyniki dopasowania modeli GAM</i>			
		R^2_{adj}	<i>Wyjaśniona dewiancja</i>	-REML	<i>Parametr skali</i>
AC AF 8 50/70	Ciśnienie	0,765	76,9%	1910,3	1,31
	Temperatura	0,616	62,5%	2216,80	2,14
AC AF 8 PMB 65/105-80	Ciśnienie	0,674	67,9%	2427,90	3,13
	Temperatura	0,485	49,7%	2708,50	4,95
SMA MA 8 50/70	Ciśnienie	0,950	95,0%	1622,10	0,80
	Temperatura	0,610	61,50	2842,70	6,25
SMA MA 8 PMB 65/105-80	Ciśnienie	0,915	91,6%	2151,60	1,97
	Temperatura	0,514	52,3%	3182,90	11,23

W przypadku mieszanki AC AF 8 50/70, model z czynnikiem ciśnienia wskazuje na lepsze dopasowanie ($R^2_{adj} = 0,765$, wyjaśniona dewiancja = 76,9%) w porównaniu do modelu z temperaturą ($R^2_{adj} = 0,616$, wyjaśniona dewiancja = 62,5%). Podobnie, wartości -REML oraz parametru skali są korzystniejsze dla modelu z ciśnieniem, co sugeruje, że ciśnienie ma większy wpływ na zagęszczenie w tej mieszance.

Różnice te są jeszcze bardziej widoczne w przypadku mieszanki SMA MA 8 50/70, gdzie model z ciśnieniem uzyskał znakomite wyniki ($R^2_{adj} = 0,950$, wyjaśniona dewiancja = 95,0%), podczas gdy model z temperaturą wykazał znacznie gorsze dopasowanie ($R^2_{adj} = 0,610$, wyjaśniona dewiancja = 61,50%). Parametry -REML i skali również zdecydowanie wskazują na przewagę modeli z ciśnieniem.

W analizie mieszanki AC AF 8 PMB 65/105-80 oraz SMA MA 8 PMB 65/105-80, obserwuje się podobny trend, choć różnice w dopasowaniu między modelami z ciśnieniem a temperaturą w mieszankach typu AC są mniej wyraźne w porównaniu do

mieszanek SMA. Mimo to, ciśnienie nadal wydaje się być bardziej istotnym czynnikiem wpływającym na zagęszczenie.

Ogólnie, we wszystkich analizowanych przypadkach, model z ciśnieniem wykazuje lepsze dopasowanie niż model z temperaturą. To wskazuje na dominującą rolę ciśnienia w procesie zagęszczania dla różnych typów mieszanki asfaltowej. w kontekście inżynierii drogowej wyniki te podkreślają znaczenie odpowiedniej kontroli ciśnienia (doboru sprzętu i parametrów) w procesie układania i zagęszczania nawierzchni drogowych. Odpowiednie zarządzanie tym parametrem może przyczynić się do poprawy jakości i trwałości nawierzchni.

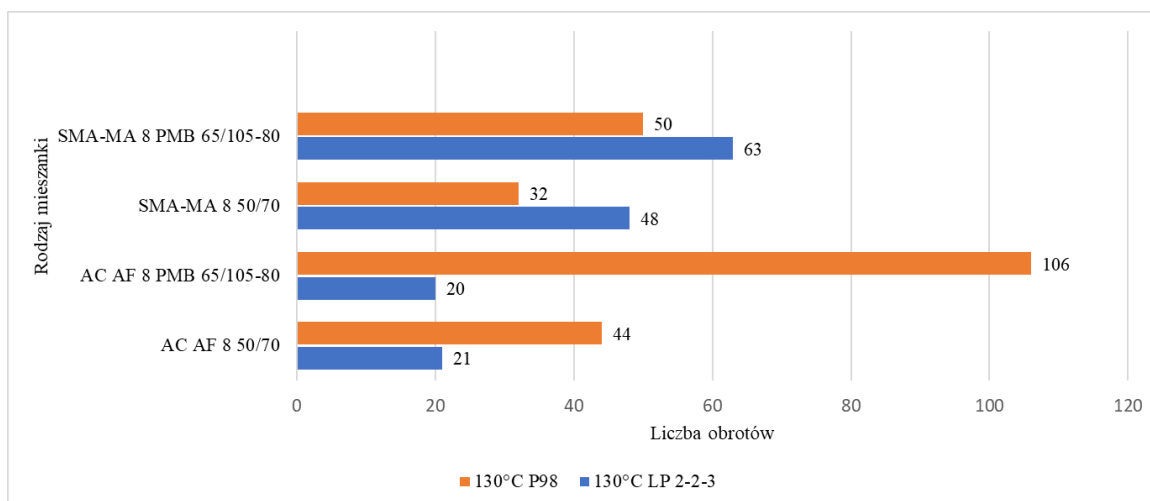
4.6.2. Ocena wyników na podstawie analizy punktu blokowania (LP)

Z krzywych zagęszczania dla każdej z badanych mieszanek odczytano punkt blokowania (Locking Point – LP) zgodnie z metodyką 2-2-3. Zgodnie z matrycą spełnienia warunku zagęszczenia do dalszej analizy wybrano tylko te warunki badawcze, w których mieszanki uzyskiwały stawiane im wymagania

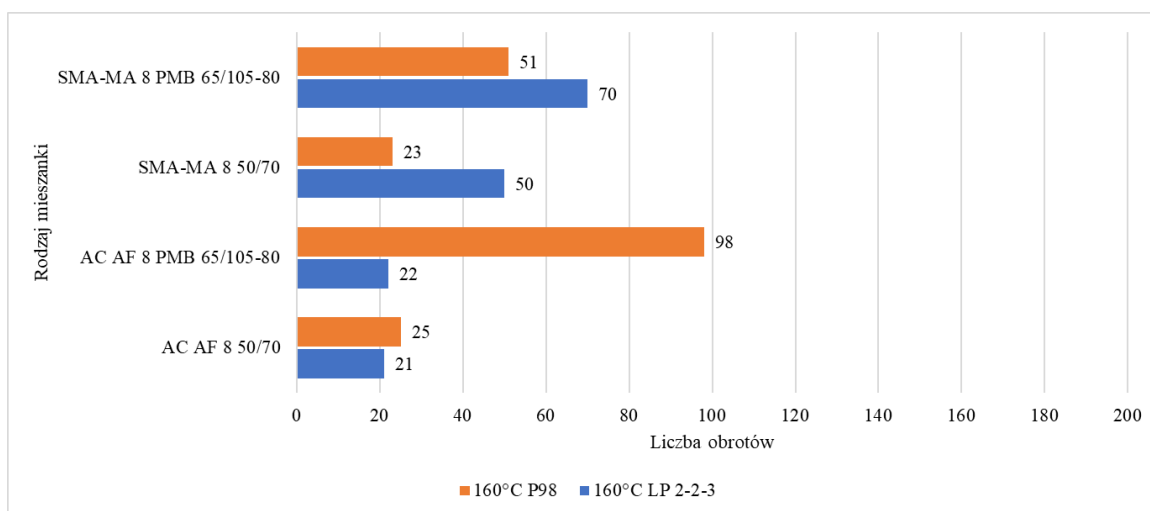
W tabeli (Tab. 4-64) zestawiono punkty blokowania dla mieszanek w warunkach badania $T = 130^{\circ}\text{C}$ i $T = 160^{\circ}\text{C}$ oraz $c = 600\text{kPa}$ i dodatkowo podano liczbę obrotów, przy której mieszanka uzyskuje wskaźnik zagęszczenia równy 98% (P98). Analizę odległości pomiędzy punktem blokowania LP 2-2-3, a punktem, w którym mieszanka uzyskuje wskaźnik zagęszczenia na poziomie 98% przedstawiono na rysunkach (Rys. 4-31 i 4-32).

Tab. 4-64. Zestawienie punktów blokowania (LP 2-2-3) dla badanych mieszanek

Rodzaj mieszanki	130°C		160°C	
	LP 2-2-3	P98	LP 2-2-3	P98
AC AF 8 50/70	21	44	21	25
AC AF 8 PMB 65/105-80	20	106	22	98
SMA-MA 8 50/70	48	32	50	23
SMA-MA 8 PMB 65/105-80	63	50	70	51
„X” nie osiągnięto wskaźnika zagęszczenia 98%				



Rys. 4-32. Zestawienie punktów blokowania i P98 dla mieszanek mineralno-asfaltowych w $T = 130^{\circ}\text{C}$



Rys. 4-33. Zestawienie punktów blokowania i P98 dla mieszanek mineralno-asfaltowych w $T = 160^{\circ}\text{C}$

W mieszankach typu AC AF opór zagęszczania, wyrażony liczbą obrotów w momencie wystąpienia punktu blokowania LP 2-2-3, pojawia się szybciej niż w mieszankach SMA-MA. Taką charakterystykę zauważa się w $T = 130^{\circ}\text{C}$ i $T = 160^{\circ}\text{C}$. Mieszanki AC AF w badanych temperaturach w momencie wystąpienia punktu blokowania nie osiągają poziomu wolnych przestrzeni odpowiadającego 98% wartości uzyskanej na etapie projektowania. Sytuacja odwrotna ma miejsce w przypadku mieszanek typu SMA-MA. Mieszanki te uzyskują wymagany poziom zagęszczenia przed pojawieniem się oporów będących następstwem zbliżenia się do siebie (bezpośredniego kontaktu) ziaren szkieletu mineralnego. Taka zależność wskazuje, że wymaganą wolną przestrzeń w mieszankach SMA-MA można uzyskać w wyniku pracy

rozkładarki oraz 1-2 przejazdów walca. w praktyce oznacza to, że uzyskanie przez mieszankę SMA-MA wymaganych parametrów funkcjonalnych nie powinno stanowić problemu technologicznego. w przypadku mieszanek AC AF uzyskanie wymaganego zagęszczenia wymaga włożenia większej pracy i/lub wyższej temperatury wbudowywania.

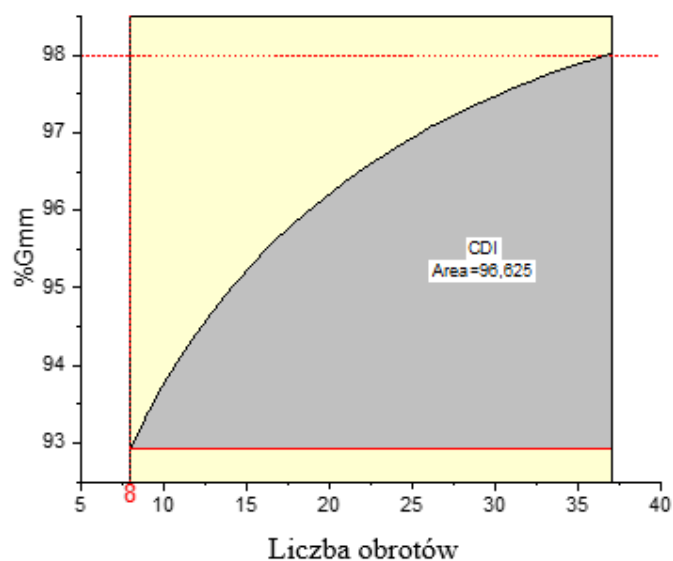
W badanych mieszankach mineralno-asfaltowych zauważono, że proces zagęszczania powyżej punktu LP skutkuje spowolnieniem zmian w zawartości wolnej przestrzeni. Można wnioskować, że punkt blokowania wyznaczony w oparciu o metodę LP 2-2-3 jest w rzeczywistości punktem, w którym podatność na zagęszczenia badanych mieszanek mineralno-asfaltowych znacząco spada, a mieszanki (głównie ich część mineralna) zaczynają stawiać opór. Skutkuje to mniejszymi zmianami w gęstości objętościowej przy włożonej podobnej pracy zagęszczenia jak przed osiągnięciem punktu blokowania.

Opór zagęszczania (LP) pojawiający się przed P98 może sugerować, że do uzyskania wymaganego poziomu wolnej przestrzeni niezbędne będzie zastosowanie znacznie większej energii zagęszczania. w przypadku mieszanek AC AF może to oznaczać konieczność stosowania, np. zagęszczania wibracyjnego, szczególnie przy niższych temperaturach wbudowania.

Podsumowując, za pożądane można uznać w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych wbudowywanych w cienkich warstwach, aby punkt blokowania znajdował się powyżej P98 (odpowiadającemu wskaźnikowi zagęszczenia równemu 98%), jak to ma miejsce w przypadku mieszanek SMA-MA.

4.6.3. Ocena wyników na podstawie wskaźnika CDI

Wzorem poprzednich analiz również w przypadku wyznaczania wskaźnika CDI wzięto pod uwagę mieszanki badane w temperaturze $T = 130^{\circ}\text{C}$ i $T = 160^{\circ}\text{C}$ oraz ciśnieniu $c = 600 \text{ kPa}$, dla zadanych warunków uzyskały one wymagany wskaźnik zagęszczenia. Graficzne wyznaczanie zmodyfikowanego wskaźnika stabilności CDI przedstawiono na rysunku (Rys. 4-34), a uzyskane wartości przedstawiono w tablicy (Tab. 4-65).



Rys. 4-34. Graficzne przedstawienie metodyki wyznaczania CDI

Tab. 4-65. Zestawienie wskaźników stabilności mieszanek CDI

Material	CDI _{130/600}	CDI _{160/600}
	T=130°C, c=600kPa	T=160°C, c=600kPa
AC AF 8 50/70	108,21	42,58
AC AF 8 PMB 65/105-80	197,54	163,19
SMA-MA 8 50/70	96,63	48,79
SMA-MA 8 PMB 65/105-80	228,23	237,47

„X” nie osiągnięto wskaźnika zagęszczenia 98%

Mieszanki do warstw przeciwspekaniowych / przeciwmęczeniowych AC AF i SMA-MA na bazie lepiszcza 50/70 wykazują niższe wartości wskaźnika CDI_{160/600}. Jest to spowodowane osiąganiem wymaganego zagęszczenia przy niewielkiej ilości obrotów w prasie żyratorowej dla przyjętych warunków badania. Można na tej podstawie wnioskować, że mieszanki do warstw przeciwspekaniowych typu AC AF i SMA-MA z asfaltem drogowym 50/70 przy zachowaniu optymalnych warunków wbudowywania, uzyskują odpowiednie zagęszczenie już poprzez docisk stołu układarki i minimalną pracę walców. Mieszanki na bazie lepiszcza wysokomodyfikowanego wykazują w prowadzonych badaniach wyższe wskaźniki CDI. Wynika to z jednej strony z ich wyższej lepkości bazowej oraz rozbudowanej matrycy polimerowej w lepiszczu asfaltowym. Ostatecznie w mieszance jest mniejsza ilość lepiszcza (efektywnego „smaru”), co przekłada się na wyższą lepkość (sztywność) mieszanki (mastyksu)

i mniejszą podatność na zagęszczenie. Tym samym mieszanki z asfaltami wysokomodyfikowanymi charakteryzują się mniejszą podatnością na zagęszczanie w porównaniu z mieszankami o takiej samej zawartości lepiszcza niemodyfikowanego.

4.6.4. Ocena statystycznej istotności różnic w zawartości wolnych przestrzeni między mieszankami w wybranych warunkach pomiarowych

Wyniki analizy marginalnych średnich (EMM) oraz analizy kontrastów, które szacują istnienie różnic między mieszankami, zostały obliczone na podstawie modelu GAM dopasowanego zgodnie z równaniem (4.7):

$$\text{Zawartość wolnych przestrzeni} = \beta_0 + \beta_1 \cdot I + \beta_2 \cdot I + \beta_3 \cdot I + s \quad (4.7)$$

gdzie:

β_0 – to wyraz wolny w równaniu, reprezentujący bazową wartość zagęszczenia dla mieszanki przyjętej jako referencyjna;

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ – współczynniki wskazujące na różnicę w ilości wolnych przestrzeni danej mieszanki w stosunku do typu referencyjnego;

$I(\text{warunek})$ – to funkcja wskaźnika, która przyjmuje wartość 1, jeśli warunek jest prawdziwy, i 0 w przeciwnym razie;

$s(\text{cykl} | \text{temperatura}, \text{ciśnienie})$ – funkcja spline odnosząca się do zmiennej cykl, która różnicuje się w zależności od temperatury i ciśnienia.

Wartość p w analizie kontrastów została obliczona jako asymptotyczna aproksymacja statystyki testu t Studenta, przy czym wprowadzono korektę na wielokrotne porównania z wykorzystaniem metody Holma.

Wariant badawczy 1 (temperatura 130°C, ciśnienie 600 kPa)

Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni oraz analizy kontrastów dla badanego układu temperatury i ciśnienia przedstawiono w tabelach (Tab. 4-66, 4-67).

Tab. 4-66. Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni w podziale na poszczególne mieszanki asfaltowe przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa, $n_{obs} = 706$

Mieszanka	EMM	SE	df	CI 95% ll	CI 95% ul
AC AF 8 50/70	1,75	0,07	756,48	1,66	1,84
AC AF 8 PMB 65/105-80	2,12	0,07	756,48	2,00	2,25
SMA MA 8 50/70	0,46	0,07	756,48	0,33	0,59
SMA MA 8 PMB 65/105-80	0,72	0,07	756,48	0,59	0,85

Tab. 4-67. Wyniki analizy kontrastów jako różnic EMM ilości wolnych przestrzeni pomiędzy mieszankami asfaltowymi przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa

<i>Kontrast</i>	<i>wynik</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>t</i>	<i>p</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PMB 65/105-80)	-0,37	0,09	756,48	3,37	0,002
(AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 50/70)	1,29	0,09	756,48	21,32	< 0,001
(AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	1,03	0,09	756,48	18,56	< 0,001
(AC AF 8 PMB 65/105-80) - (SMA MA 8 50/70)	1,66	0,09	756,48	17,95	< 0,001
(AC AF 8 PMB 65/105-80) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	1,41	0,09	756,48	15,19	< 0,001
(SMA MA 8 50/70) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	-0,26	0,09	756,48	-2,76	0,006

Mieszanki AC AF 8 50/70 oraz AC AF 8 PMB 65/105-80 przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa wykazały EMM odpowiednio 1,75 i 2,12, co sugeruje względnie wysoką porowatość tych mieszanek. Zauważalna różnica między tymi dwiema mieszankami wskazuje na wpływ modyfikatora PMB, który zwiększa ilość wolnych przestrzeni w strukturze mieszanki.

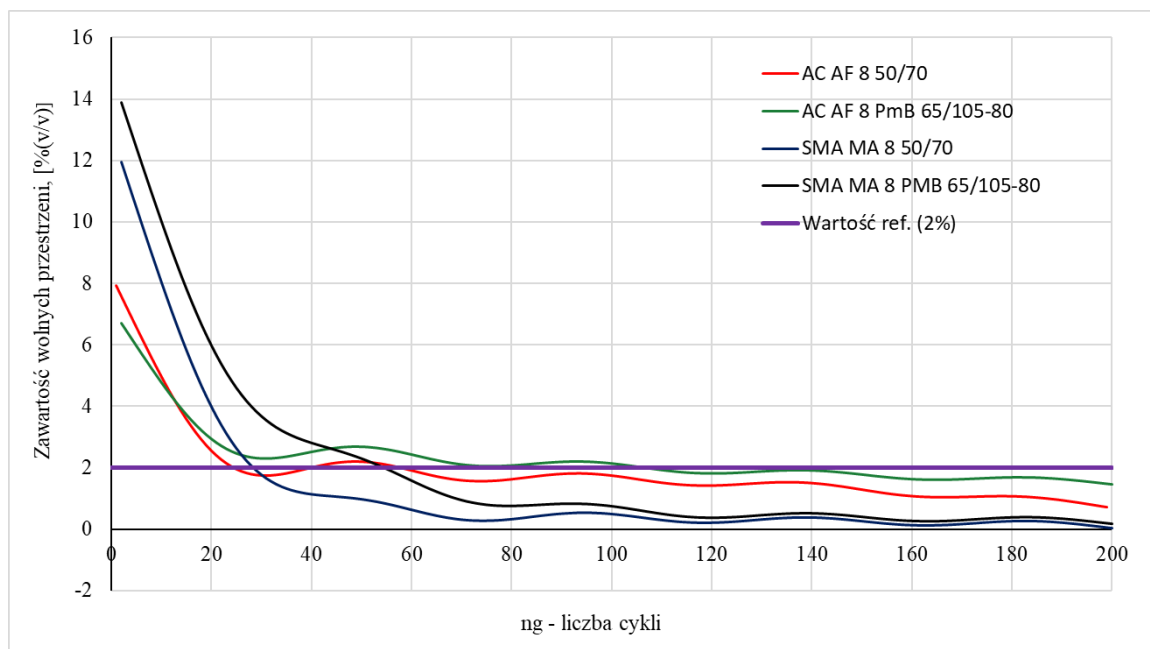
Mieszanki SMA MA 8 50/70 i SMA MA 8 PMB 65/105-80 wykazały znacznie niższe wartości EMM, co świadczy o ich znacznie mniejszej zawartości wolnych przestrzeni porównując do mieszanek AC. Wyniki te, odpowiednio 0,46 i 0,72, wskazują na potencjalnie lepsze właściwości SMA-MA w kontekście zdolności do zagęszczania. Dodatek PmB w obu przypadkach zwiększa EMM, co może sugerować, że modyfikacja polimerowa sprawia, że mieszanki stają się trudniej zagęszczalne. Potwierdza to spostrzeżenia płynące z analizy wskaźnika CDI.

Kontrast pomiędzy mieszankami AC AF 8 50/70 i AC AF 8 PMB 65/105-80 (- 0,37; $p = 0,002$) wskazuje na relatywnie niewielką, ale statystycznie istotną różnicę, co sugeruje, że modyfikacja PmB utrudnia proces zagęszczania.

Znacznie większe różnice obserwuje się między mieszankami AC AF a SMA-MA, co jest odzwierciedlone w kontrastach (AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 50/70) (1,29; $p < 0,001$) oraz (AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80) (1,03; $p < 0,001$). Te wyniki wskazują, że mieszanki AC AF mają znacznie wyższą porowatość w porównaniu do SMA-MA, które są projektowane tak, aby zapewnić maksymalną szczelność mieszanki przez minimalizowanie zawartości wolnych przestrzeni.

Interesujący jest również kontrast między SMA MA 8 50/70 a SMA MA 8 PMB 65/105-80, gdzie obserwuje się wartość ujemną (-0,26; $p = 0,006$), co implikuje, że dodatek PmB może nieznacznie zwiększać porowatość w mieszankach SMA-MA.

Graficzna wizualizacja na podstawie modelu przewidywanych zawartości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej dla badanego układu temperatury i ciśnienia zaprezentowano na rysunku (Rys. 4-35).



Rys. 4-35. Przewidywane wartości ilości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa

Wariant badawczy 2 (temperatura 160°C, ciśnienie 600 kPa)

Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni oraz analizy kontrastów dla badanego układu temperatury i ciśnienia przedstawiono w tabelach (Tab. 4-68, 4-69).

Tab. 4-68. Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni w podziale na poszczególne mieszanki asfaltowe przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa, $n_{obs} = 706$

Mieszanka	EMM	SE	df	CI 95% ll	CI 95% ul
AC AF 8 50/70	1,34	0,06	756,46	1,22	1,46
AC AF 8 PMB 65/105-80	1,97	0,06	756,46	1,87	2,07
SMA MA 8 50/70	0,08	0,06	756,46	-0,03	0,20
SMA MA 8 PMB 65/105-80	0,37	0,06	756,46	0,25	0,49

Tab. 4-69. Wyniki analizy kontrastów jako różnic EMM zawartości wolnych przestrzeni pomiędzy mieszankami asfaltowymi przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa

<i>Kontrast</i>	<i>wynik</i>	<i>SE</i>	<i>df</i>	<i>t</i>	<i>p</i>
(AC AF 8 50/70) - (AC AF 8 PMB 65/105-80)	-0,63	0,08	756,46	-9,29	< 0,001
(AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 50/70)	1,26	0,08	756,46	14,83	< 0,001
(AC AF 8 50/70) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	0,97	0,08	756,46	11,48	< 0,001
(AC AF 8 PMB 65/105-80) - (SMA MA 8 50/70)	1,89	0,08	756,46	24,08	< 0,001
(AC AF 8 PMB 65/105-80) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	1,60	0,08	756,46	20,74	< 0,001
(SMA MA 8 50/70) - (SMA MA 8 PMB 65/105-80)	-0,28	0,08	756,46	-3,35	0,001

Mieszanka AC AF 8 50/70 przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa charakteryzuje się statystycznie istotnymi wartościami EMM, wynoszącymi średnio 1,34, co sugeruje umiarkowaną porowatość. w przypadku mieszanki AC AF 8 PMB 65/105-80 obserwuje się wyższe wartości EMM, które wynoszą średnio 1,97. Wynika to prawdopodobnie z właściwości lepiszcza, które w przypadku AC AF 8 PMB 65/105-80 jest modyfikowane polimerami, co może wpływać na różnice w zachowaniu mieszanki.

Mieszanki SMA-MA, zarówno SMA MA 8 50/70 jak i SMA MA 8 PMB 65/105-80, charakteryzują się znacznie niższymi wartościami EMM, odpowiednio 0,08 i 0,37. Niskie wartości EMM w tych mieszankach sugerują bardzo wysoką zdolność do zagęszczania i minimalną zawartość wolnych przestrzeni. Niskie wartości wolnych przestrzeni są pożądane w warstwach przeciwnośceniowych / przeciwspekaniowych, ponieważ minimalizują ryzyko propagacji spękań, co zdecydowanie zwiększa trwałość nawierzchni.

Kontrast między mieszankami AC AF 8 50/70 a AC AF 8 PMB 65/105-80, wskazujący różnicę -0,63 z istotnością statystyczną $p < 0,001$, sugeruje znacząco wyższą porowatość mieszanki z dodatkiem modyfikowanego polimerem spoiwa (PmB). Można przypuszczać, że obecność PmB wpływa na zmniejszenie podatności do zagęszczania.

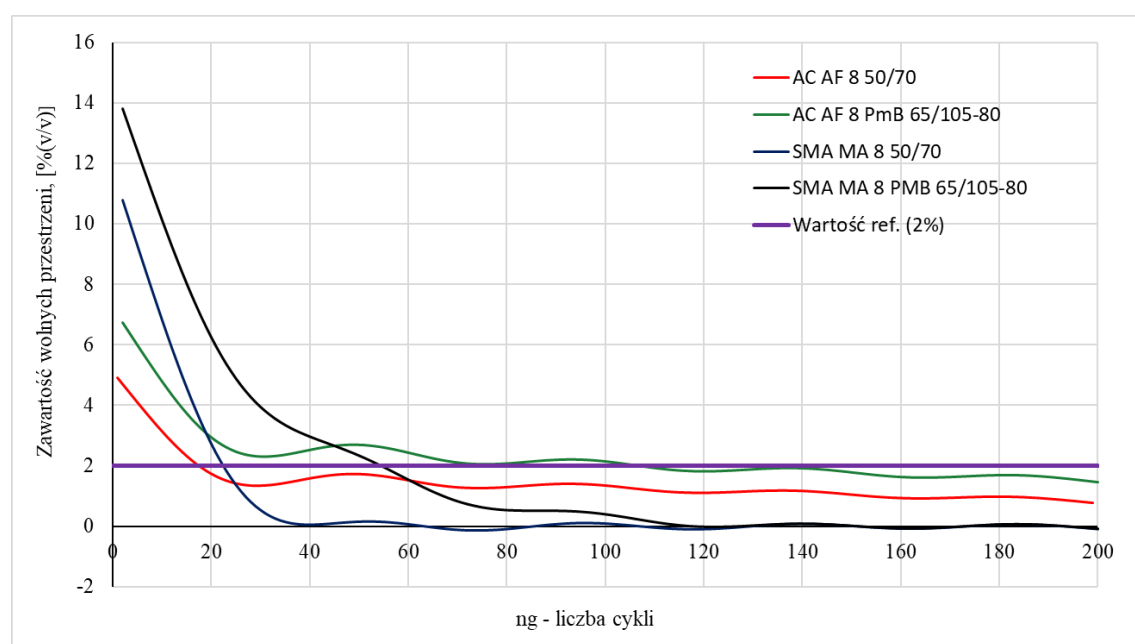
Również kontrast pomiędzy AC AF 8 50/70 a SMA MA 8 50/70 oraz SMA MA 8 PMB 65/105-80 (różnice odpowiednio 1,26 i 0,97) pokazuje, że mieszanki SMA-MA są znacznie bardziej kompaktowe. Wyniki te, z wysokimi wartościami t-statystyki,

wskazują na znaczące różnice w strukturze tych mieszkań. Mieszanki SMA-MA, ze względu na ich niską porowatość, są prawdopodobnie bardziej odporne na propagację spękań, działając jako szczelna, odkształcalna membrana.

Dalsze porównania pomiędzy mieszanką AC AF 8 PMB 65/105-80 a obiema mieszankami SMA-MA (różnice 1,89 i 1,60) potwierdzają znaczącą różnicę w porowatości, podkreślając, że dodatek PmB może wprowadzać zmienne, które zwiększają porowatość materiału. Wysokie wartości t-statystyki dla tych kontrastów podkreślają, że różnice te są nie tylko istotne statystycznie, ale także mogą być istotne praktycznie, szczególnie w kontekście długotrwałej wytrzymałości.

Kontrast między obiema mieszankami SMA-MA, choć mniejszy (-0,28), jest również istotny statystycznie ($p = 0,001$), co wskazuje na różnice w zagęszczalności pomimo stosowania podobnych składników bazowych. Ta różnica wynika z rodzaju zastosowanego lepiszcza asfaltowego.

Graficzna wizualizacja na podstawie modelu przewidywanych zawartości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej dla badanego układu temperatury i ciśnienia zaprezentowano na rysunku (Rys. 4-36).



Rys. 4-36. Przewidywane wartości ilości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa

4.6.5. Podsumowanie wyników badań zagęszczalności

Na podstawie uzyskanych wyników badane mieszanki przeanalizowano w oparciu o wybrane wskaźniki (LP , CDI) oraz spostrzeżenia płynące z analizy statystycznej.

Uzyskane wyniki i przeprowadzone analizy pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

- 1.58. Zdolność do zagęszczenia mieszanek mineralno-asfaltowych można oceniać za pomocą różnych wskaźników (m.in. punkt blokowania LP, wskaźnika CDI);
- 1.59. Wykonane badania potwierdziły wpływ temperatury i ciśnienia na zagęszczalność badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, a energia zagęszczania ma decydujący wpływ na osiągnięcie wymaganych parametrów fizycznych mieszanki (gęstości objętościowej);
- 1.60. Dla mieszanek o niskiej zawartości wolnej przestrzeni zmodyfikowano metodykę wyznaczania wskaźnika CDI. Wskaźnik obliczano między 8 obrotem, a obrotem, w którym mieszanka osiąga wskaźnik zagęszczenia równy 98%;
- 1.61. Mieszanka SMA-MA 8 50/70 jest dobrze zagęszczalna w szerokim zakresie temperatur i ciśnienia, co oznacza, że czas efektywnego zagęszczania na budowie dla tych mieszanek jest dłuższy w porównaniu z innymi badanymi mieszankami. Analiza wyników wskazała, że najszybciej zagęszcza się mieszanka SMA-MA 8 50/70;
- 1.62. Punkt blokowania związany jest z typem mieszanki mineralno-asfaltowej. Mieszanki SMA-MA uzyskują punkt blokowania przy wyższych wartościach wskaźnika zagęszczenia (pow. 98%). Inaczej zachowuje się mieszanka AC AF, w przypadku której punkt blokowania pojawia się stosunkowo szybko, co skutkuje zmniejszoną podatnością do zagęszczenia mieszanki;
- 1.63. Wzrost zawartości wypełniacza przy jednoczesnym wzroście zawartości lepiszcza w mieszankach SMA-MA powoduje spadek oporu zagęszczania. Mieszanki SMA-MA zagęszczają się łatwiej niż badane mieszanki AC AF;
- 1.64. Rodzaj lepiszcza ma wpływ na podatność do zagęszczania i związany jest z lepkością lepiszcza bądź mastyksu (jego kohezją) w przedziale temperatur zagęszczania. Lepiszcz modyfikowane zwiększają opór zagęszczania. Analiza wskaźnika CDI pokazała, że do zagęszczenia mma na bazie asfaltów wysokomodyfikowanych (HiMA) niezbędna jest znacznie większa ilość energii niż w przypadku tych samych mieszanek z asfaltem 50/70.

5. WDROŻENIE AC AF – STUDIUM PRZYPADKU

5.1. Opis zadania

Analizie poddano odcinek drogi wojewódzkiej nr 265 Brześć Kujawski – Gostynin od km 0+003 do km 19+117. Droga zlokalizowana jest w powiecie włocławskim, w południowej części województwa kujawsko-pomorskiego. Według projektu wykonawczego droga ma kategorię ruchu KR4 i powinna być zaprojektowana na ruch nie mniejszy niż 2,5 mln osi obliczeniowych 100 kN w okresie 20 lat. Grupa nośności podłoża gruntowego wg założeń projektowych jest zmienna od G1 do G4, a głębokość przemarzania w tej lokalizacji wynosi 1,0 m.

5.2. Analiza założeń projektowych konstrukcji nawierzchni

Konstrukcje nawierzchni przyjęte w dokumentacji projektowej (PW)

Konstrukcję nawierzchni (grubości dolnych warstw) uzależniono od grupy nośności podłoża G. Zaproponowano rozwiązanie z zabezpieczeniem przeciwspekaniowym z siatki kompozytowej typ Carbophalt, umiejscowionej pomiędzy warstwą podbudowy asfaltowej a warstwą wiążącą. w każdym z rozwiązań pakiet warstw asfaltowych wynosił 18 cm, co miało gwarantować (w połączeniu z kompozytem) zabezpieczenie przeciwspekaniowe warstwy ścieralnej w przewidywanym okresie użytkowania. Konstrukcje dla poszczególnych grup nośności przedstawiono poniżej:

▪ dla grupy nośności G1:

- | | |
|--|--------|
| ○ warstwa ścieralna SMA 8 PMB 45/80-65 (o zwiększonej porowatości) | 4,0 cm |
| ○ warstwa wiążąca AC 16 50/70 | 7,0 cm |
| ○ kompozyt CARBOPHALT G | |
| ○ górna warstwa podbudowy zasadniczej AC 22 P 35/50 | 7,0 cm |
| ○ dolna warstwa podbudowy zasadniczej z KŁSM C _{90/3} (0/31,5 mm) | 20 cm |
| ○ podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej cementem C _{3/4} | 15 cm |

▪ dla grupy nośności G3:

- | | |
|---|--------|
| ○ warstwa ścieralna SMA 8 PMB 45/80-65 (o zwiększonej porowatości) | 4,0 cm |
| ○ warstwa wiążąca AC 16 50/70 | 7,0 cm |
| ○ kompozyt CARBOPHALT G | |
| ○ górna warstwa podbudowy zasadniczej AC 22 P 35/50 | 7,0 cm |
| ○ dolna warstwa podbudowy zasadniczej z KŁSM C _{90/3} (0/31,5 mm) | 20 cm |
| ○ podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej cementem C _{3/4} | 15 cm |
| ○ warstwa mrozoochronna z mieszanki niezwiązanej lub gruntu niewysadzinowego, CBR ≥ 35% i k ₈ ≥ 8 m/dobę | 20 cm |
| ○ warstwa ulepszanego podłoża z gruntu ulepszanego spoiwem hydraulicznym lub wapnem C0,4/0,5 ≤ 2 MPa lub Rc 0,5 MPa | 20 cm |

- **dla grupy nośności G4:**
 - warstwa ścieralna SMA 8 PMB 45/80-65 (o zwiększonej porowatości) 4,0 cm
 - warstwa wiążąca AC 16 50/70 7,0 cm
 - kompozyt CARBOPHALT G
 - górna warstwa podbudowy zasadniczej AC 22 P 35/50 7,0 cm
 - dolna warstwa podbudowy zasadniczej z KŁSM C90/3 (0/31,5 mm) 20 cm
 - podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej cementem C_{3/4} 15 cm
 - warstwa mrozoochronna z mieszanki niezwiązanej lub gruntu niewysadzinowego, CBR ≥ 35% i k ≥ 8 m/dobę 20 cm
 - warstwa ulepszanego podłoża z gruntu ulepszanego spoiwem hydraulicznym lub wapnem C_{0,4/0,5} ≤ 2 MPa lub Rc 0,5 MPa 25 cm

Projekt zamienny konstrukcji nawierzchni

W trakcie realizacji kontraktu wprowadzono zmiany w konstrukcji, które zostały wdrożone przy budowie DW265. Konstrukcje przedstawiono poniżej:

- **dla grupy nośności G1**
 - warstwa ścieralna BBTM 8 redukujący hałas 3,0 cm
 - warstwa wiążąca AC 16 w 35/50 6,0 cm
 - podbudowa zasadnicza z mieszanki wykonanej w technologii recyklingu na zimno MCE 16 cm
 - podbudowa pomocnicza, mieszanka związana cementem C_{3/4} 20 cm
- **dla grupy nośności G3**
 - warstwa ścieralna BBTM 8 redukujący hałas 3,0 cm
 - warstwa wiążąca AC 16 w 35/50 6,0 cm
 - podbudowa zasadnicza z mieszanki wykonanej w technologii recyklingu na zimno MCE 16 cm
 - podbudowa pomocnicza, mieszanka związana cementem C_{3/4} 25 cm
 - warstwa ulepszanego podłoża z gruntu ulepszanego spoiwem hydraulicznym lub wapnem C_{0,4/0,5} ≤ 2 MPa lub Rc 0,5 MPa 20 cm
- **dla grupy nośności G4**
 - warstwa ścieralna BBTM 8 redukujący hałas 3,0 cm
 - warstwa wiążąca AC 16 w 35/50 6,0 cm
 - podbudowa zasadnicza z mieszanki wykonanej w technologii recyklingu na zimno MCE 16 cm
 - podbudowa pomocnicza, mieszanka związana cementem C_{3/4} 25 cm
 - warstwa ulepszanego podłoża z gruntu ulepszanego spoiwem hydraulicznym lub wapnem C_{0,4/0,5} ≤ 2 MPa lub Rc 0,5 MPa 27 cm

W konstrukcjach zamiennych nie zastosowano zabezpieczenia przeciwspekaniowego górnych warstw konstrukcji (asfaltowych).

Takie rozwiązanie wymaga bardzo wysokiej kultury prowadzenia robót oraz jakości wytwarzanych wyrobów, tj. warstwy z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym C_{3/4} (wraz z jej odpowiednią pielęgnacją) oraz mieszanki MCE. Ze względu na charakter pracy tych warstw i technologię wykonawstwa zaproponowane rozwiązania są wrażliwe na wszelkiego rodzaju błędy wykonawcze i **nie zabezpieczają** (nawet przy właściwie prowadzonych pracach) konstrukcji przed wystąpieniem spękań odbitych z dolnych warstw nośnych, ze względu na brak warstwy rozpraszającej naprężenia, inicjowane w dolnych (sztywnych) warstwach konstrukcji.

Problem wystąpienia spękań w warstwie ścieralnej pogłębia przyjęta w projekcie całkowita grubość warstw asfaltowych, która została zmniejszona do 9 cm. To powoduje, że po wystąpieniu spękań w warstwie z MCE, zostaną one przeniesione bezpośrednio do warstw asfaltowych. Przyjmuje się, że prędkość przenoszenia spękań w warstwach asfaltowych wynosi od 1 do 2cm na rok (w zależności od sztywności warstw asfaltowych).

5.3. Ocena stanu nawierzchni drogi wojewódzkiej DW 265 – inspekcja wizyjna

Wizja lokalna prowadzana na drodze wojewódzkiej nr 265 w lutym 2019 uwidoczniała uszkodzenia nawierzchni w postaci spękań poprzecznych (Rys. 5-1), obserwowanych w warstwie wiążącej.



Rys. 5-1. Spękania nawierzchni (warstwy wiążącej) na drodze wojewódzkiej nr 265

Zaobserwowane spękania są typowymi spękaniami odbitymi, zainicjowanymi w warstwie podbudowy pomocniczej z mieszanki stabilizowanej cementem

i przeniesionymi do warstwy MCE. Potwierdzono to poprzez wykonanie odwiertów w miejscach spękań przedstawionych na zdjęciu poniżej (Rys. 5-2).



Rys. 5-2. Otwór w konstrukcji z widocznym spękaniem odbitym inicjowanym w warstwie podbudowy pomocniczej z mieszanki stabilizowanej cementem $C_{3/4}$

Zidentyfikowane spękania spowodowane są skurczem występującym w trakcie procesów wiązania mieszanki mineralnej z udziałem spoiwa hydraulicznego. Powstała nieciągłość w strukturze warstwy podbudowy pomocniczej powoduje propagację spękań do warstw wyższych konstrukcji. Spękanie widoczne jest we wszystkich warstwach nośnych konstrukcji, począwszy od warstwy podbudowy pomocniczej z mieszanki stabilizowanej cementem ($C_{3/4}$), poprzez warstwę podbudowy zasadniczej z MCE i skończywszy na warstwie wiążącej. Przyczyną tak szybkiej propagacji spękań w górne warstwy asfaltowe mogły być parametry warstw z udziałem spoiwa cementowego ($C_{3/4}$ i MCE). w tym celu m.in. sprawdzono skład mieszanki MCE, który wskazywał znacznie mniejszą zawartość lepiszcza w stosunku do projektowej. Ponadto zwrócono uwagę, że nie są wykonywane na etapie realizacji szczeliny pozorne w warstwie stabilizacji $C_{3/4}$ (co powinno być bezwzględnie robione przy takim układzie warstwowym konstrukcji).

Na przełomie październik/listopad 2019 r. ponownie przeprowadzono przegląd stanu nawierzchni. w przeciągu okresu 8-miesięcznego zaobserwowano wyraźny wzrost ilości spękań. Znaczący wzrost ilości spękań skutkował koniecznością przeprowadzenia szczegółowych badań warstw konstrukcji. Przeprowadzenie badań wynikło

z konieczności określenia przyczyn powstałych spękań odbitych i ich szybkiej propagacji w górne warstwy konstrukcji, oceny możliwości pojawienia się nowych uszkodzeń oraz przygotowania programu naprawczego z zastosowaniem rozwiązania przeciwmęczeniowego/ przeciwspekaniowego. w ocenie należało uwzględnić 10-letni okres gwarancji na wykonane roboty.

5.4. Ocena stanu nawierzchni drogi wojewódzkiej DW 265 – badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne miały na celu dokładniejsze rozpoznanie stanu poszczególnych warstw nawierzchni, na podstawie którego zostanie przygotowany odpowiedni program naprawczy. w tym celu w grudniu 2019 r. pobrano 30 próbek rdzeni z istniejącej nawierzchni (po 15 próbek z pasa lewego i prawego). w zakresie badań było oznaczenie grubości poszczególnych warstw oraz ich parametrów wytrzymałościowych, tj. wytrzymałości na ściskanie warstwy stabilizacji oraz modułu sztywności warstwy MCE. Analiza stanu poszczególnych warstw konstrukcji (próbek rdzeni) i ich grubości pozwala na wysunięcie określonych wniosków:

1. analiza makroskopowa próbek (rdzeni) wskazywała na brak jednorodności zarówno w zakresie całej konstrukcji, jak również poszczególnych jej warstw. Bardzo duże zastrzeżenia można mieć do jakości prowadzonych robót – dotyczy to przede wszystkim miejsc, w których próbki uległy rozkruszeniu podczas odwiertów czy też miejsc, w których brak jest ciągłości struktury (Rys. 5-3);
2. w większości przypadków grubość konstrukcji była niezgodna z założeniami projektowymi (największe niezgodności dotyczyły warstwy stabilizacji C_{3/4});
3. brak jednorodności struktury warstwy stabilizacji (stwierdzona w niektórych z próbek) świadczy o niewłaściwym wymieszaniu materiałów (Rys. 5-4);
4. należy zwrócić uwagę również na wygląd próbek – dla przykładu dla strony prawej: w km 1+617 stwierdzono, że próbki z warstwy MCE i C_{3/4} nie różnią się wyglądem (Rys. 5-5), w km 3+280 w warstwie MCE obserwuje się wyraźny niedobór lepiszcza;
5. duże zastrzeżenia budzi również pocienianie warstwy wiążącej (na 35 próbek tylko dla 12 grubość warstwy nie jest mniejsza niż 6 cm). Ma to duże znaczenie w aspekcie przenikania spękań odbitych (przy tak małej grubości warstw asfaltowych każdy centymetr jest ważny).



Rys. 5-3. Przykładowe próbki z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$, które uległy rozpadowi podczas wiercenia



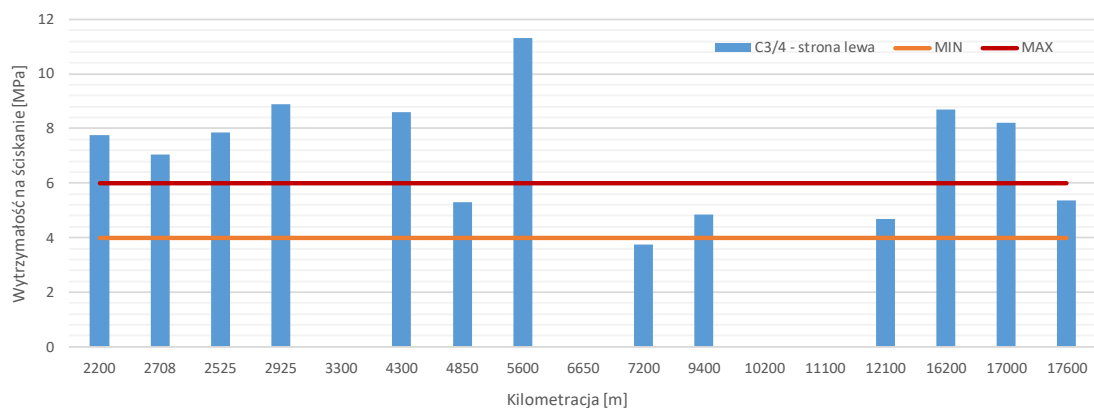
Rys. 5-4. Próbkki z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ o zróżnicowanej strukturze (próbka 2.2 SL – km 2+000, próbka 4.2 SL – km 2+525, próbka 5.1 SP – km 2+800)



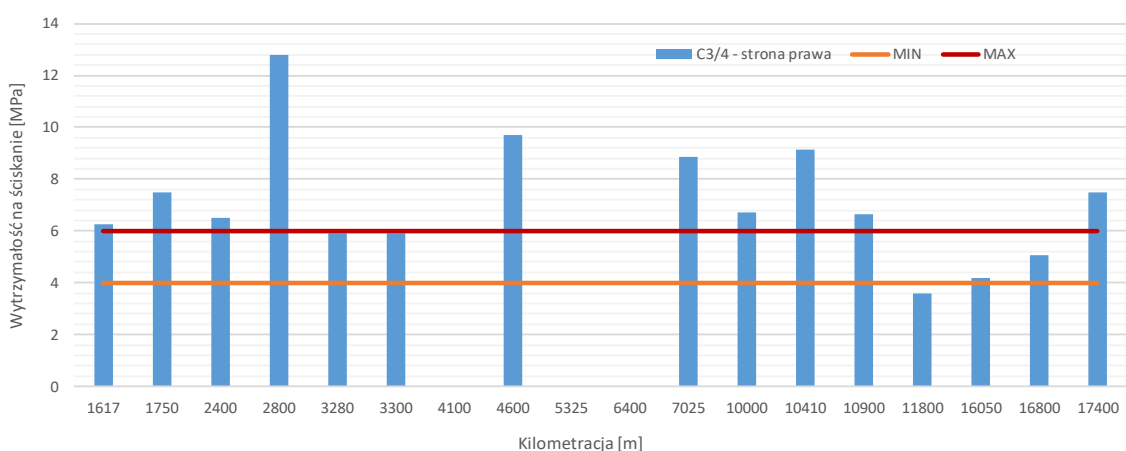
Rys. 5-5. Wygląd próbek z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ i MCE z km 1+617 i km 3+280 (ze strony lewej)

Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ z rdzeni wyciętych z nawierzchni

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ przedstawiono na wykresach dla strony lewej (Rys. 5-6) i dla strony prawej (Rys. 5-7). w przypadku części próbek badań nie wykonano ze względu na ich stan struktury.



Rys. 5-6. Wytrzymałość na ściskanie próbek z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ z wartościami granicznymi – strona lewa



Rys. 5-7. Wytrzymałość na ściskanie próbek z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$ z wartościami granicznymi – strona prawa

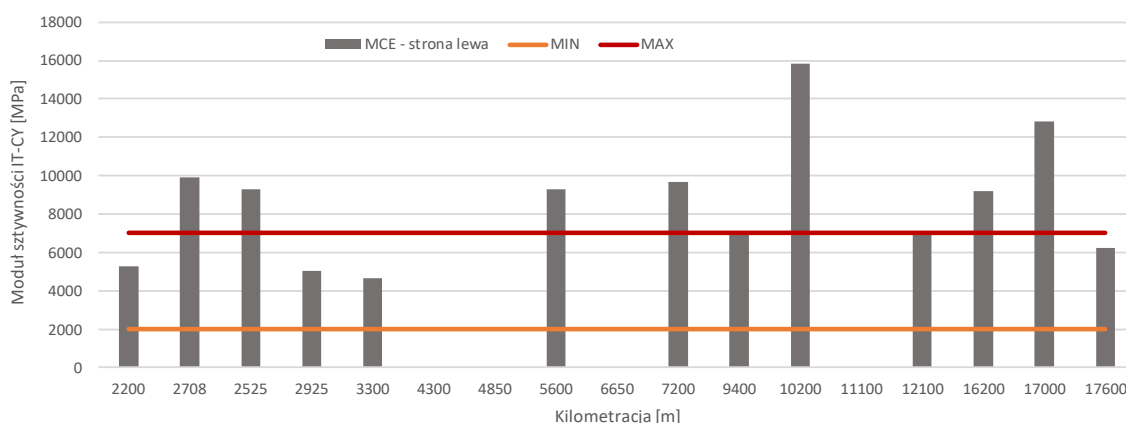
Uwagi odnośnie do wytrzymałości na ściskanie uzyskane z badań próbek (rdzeni) pobranych z warstwy stabilizacji $C_{3/4}$:

1. analizując wyniki badań nasuwa się spostrzeżenie odnośnie braku jednorodności warstwy. Przykładem tego mogą być miejsca, w których próbki uległy uszkodzeniu (cztery ze strony lewej i trzy ze strony prawej) oraz bardzo zróżnicowane wyniki z oznaczenia parametru (dla strony lewej od 3.4 do 13.3 MPa, dla strony prawej od 3.6 do 15.5 MPa);
2. o niewłaściwym wykonawstwie świadczą również rozrzuty wyników w samej warstwie, świadczące o niedokładnym wymieszaniu składników w przekroju warstwy (np. po stronie lewej: w km 2525, w km 4+850, w km 5+600, po stronie prawej: w km 2+800, w km 10+900);
3. wpływ na intensywność spękań (samodylatacji) warstwy stabilizacji ma wytrzymałość warstwy. Zgodnie z projektem wytrzymałość na ściskanie

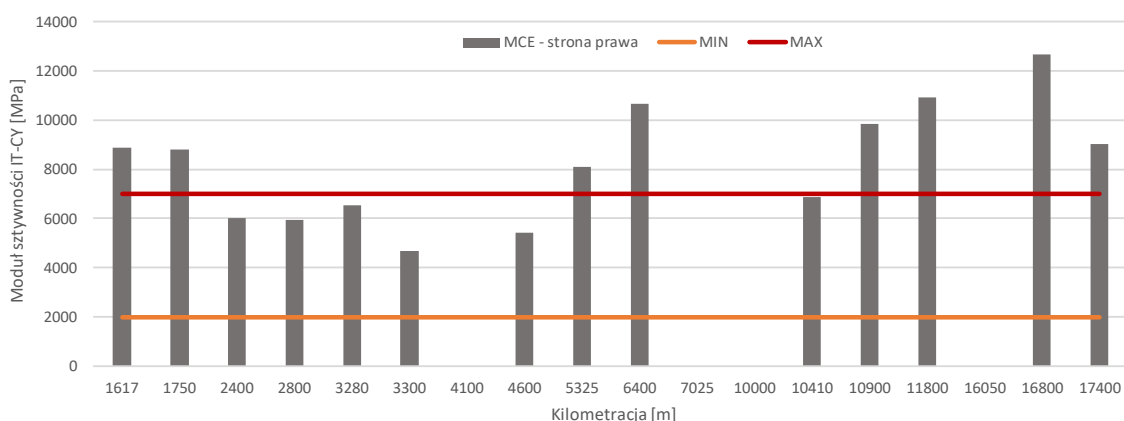
powinna się mieścić w zakresie od 4 do 6 MPa. Wyniki z badań pokazują, że tylko w nielicznych przypadkach warunek ten jest spełniony. w większości próbek parametr ten został przekroczony, a w kilku przypadkach znacznie (np. po stronie lewej w km 5+600 – 13.3 MPa, po stronie prawej w km 2+800 – 15,5 MPa).

Oznaczenie modułu sztywności IT-CY warstwy MCE z rdzeni wyciętych z nawierzchni

Wyniki badań modułu sztywności metodą IT-CY próbek pobranych z warstwy MCE przedstawiono na wykresach dla strony lewej (Rys. 5-8) i dla strony prawej (Rys. 5-9). w przypadku części próbek badań nie wykonano ze względu na ich stan struktury.



Rys. 5-8. Moduł sztywności IT-CY próbek z warstwy MCE z wartościami granicznymi – strona lewa



Rys. 5-9. Moduł sztywności IT-CY próbek z warstwy MCE z wartościami granicznymi – strona prawa

Uwagi odnośnie do modułu sztywności IT-CY uzyskane z badań próbek (rdzeni) pobranych z warstwy MCE:

1. wyniki badań wskazują na brak jednorodności warstwy. Przykładem tego mogą być miejsca, w których próbki uległy uszkodzeniu jak i zróżnicowane wyniki z oznaczenia parametru (dla strony lewej od 4643 do 15855 MPa, dla strony prawej od 4663 do 12695 MPa);
2. przeszywnienie warstwy MCE skutkuje szybszą propagacją spękań (inicjowanych w warstwie stabilizacji) w górne warstwy konstrukcji;
3. bardzo duże sztywności warstw mogą przyczynić się również do samodylatowania warstwy MCE, szczególnie w przypadku zaniżonych zawartości lepiszcza (brak wymaganej zawartości lepiszcza stwierdzono na podstawie badań).

W podsumowaniu odnośnie przyczyn powstania spękań na drodze wojewódzkiej nr 265 stwierdzono, że powstały w warstwie mieszanki stabilizowanej cementem ($C_{3/4}$) i zostały przeniesione poprzez warstwę MCE do warstwy wiążącej z betonu asfaltowego AC 16 w 35/50.

Powstawanie spękań w górnych warstwach konstrukcji może zostać przyspieszone przy przeszywnionej (nawet nieznacznie) warstwie podbudowy zasadniczej z mieszanki MCE. z zasady warstwa MCE powinna charakteryzować się podatnością (i odpornością na naprężenia skurczowe – rozciągające) ze względu na występujące w mieszance lepiszcze asfaltowe. z praktyki można jednak wnioskować, że nawet nieznaczne przekroczenia w zawartości cementu przy zaniżonej zawartości lepiszcza asfaltowego (destrukcja o obniżonej w stosunku do projektowanej zawartości lepiszcza) skutkuje wzrostem sztywności warstwy i jej podatności na naprężenia rozciągające. Ten efekt może zostać wzmocniony poprzez zwiększoną zawartość drobnych frakcji (pyłowo-iłowych), występujących w kruszywie mineralnym pozyskiwanym z rozbiórki istniejącej drogi, która wpływa na zwiększenie gęstości objętościowej mieszanki oraz jej parametry wytrzymałościowe.

Mając takie argumenty na uwadze autorzy KTKNPiP z 2014 zabezpieczyli się przed ewentualnymi (niewielkimi, dopuszczalnymi) skutkami błędów na etapie realizacji poprzez odpowiednią grubość warstw asfaltowych. w przypadku kategorii ruchu KR4 przyjęto, że grubość warstw asfaltowych wynosi 16 cm, w przyjętym do realizacji projekcie grubość warstw asfaltowych wynosiła 9 cm.

Formą zabezpieczenia konstrukcji przed spękaniem odbitymi jest nacinanie warstwy podbudowy $C_{3/4}$. Odległości pomiędzy nacięciami, zgodnie z zaleceniami twórców KTKNPiP, dla warstwy o grubości powyżej 14 cm powinny wynosić 3,0 m.

Dodatkową formą zabezpieczenia jest stosowanie rozwiązań przeciwspekaniowych (opisanych szerzej w przeglądzie literatury w pkt. 2.2.4. w konstrukcji nawierzchni.

5.5. Propozycja metody naprawy

Analizując stan nawierzchni (warstwy wiążącej) oraz uzyskane wyniki badań zaproponowano następujące działania naprawcze:

1. usunięcie warstwy wiążącej na całej powierzchni, na której doszło do spękań;
2. wypełnienie pęknięć w warstwie MCE (lepiszcze + grys) po odpowiednim przygotowaniu szczeliny (jej wyfrezowaniu, oczyszczeniu krawędzi i usunięciu luźnych fragmentów);
3. w przypadku wystąpienia dodatkowych pęknięć w warstwie MCE (ze względu na jej wysoką sztywność) racjonalnym będzie dodatkowe zdylatowanie tej warstwy z krokiem co 5-7 m;
4. **Na odpowiednio przygotowanym podłożu (wyrównanym i oczyszczonym – warstwie MCE) należy wbudować dodatkową warstwę, charakteryzującą się krótkim czasem relaksacji (rozpraszania) naprężeń, o grubości ok. 2-3 cm, zabezpieczającą warstwę ścieralną i wiążącą przed przenikaniem spękań. Warstwa przeciwspekaniowa może być wykonana np. w technologii betonu asfaltowego AC AF lub mieszanki SMA o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA). w przypadku „suchej” (ubogiej w lepiszcze) warstwy MCE jej powierzchnię należy dodatkowo pokryć warstwą lepiszcza asfaltowego.**
5. po wbudowaniu warstwy przeciwspekaniowej należy wbudować pozostałe warstwy asfaltowe, tj. warstwę wiążącą i ścieralną w grubościach przewidzianych projektem. Ze względu na długi okres gwarancji i niejednorodność parametrów warstwy MCE i stabilizacji (a głównie ich przeszywnienie), sugeruje się zastosować do mieszanek mineralno-asfaltowych do warstwy wiążącej i ścieralnej asfaltu wysokomodyfikowane typu HiMA (np. do warstwy wiążącej PmB 25/55-80 lub PmB 45/80-80), a do warstwy przeciwspekaniowej PmB 65/105-80.

5.6. Wykonanie odcinka próbnego z mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80

W ramach zabezpieczenia konstrukcji nawierzchni przed propagacją spękań odbitych zdecydowano się na wykonanie warstwy przeciwspekaniowej typu beton

asfaltowy AC AF 8 PmB 65/105-80 o grubości ok. 2.0 cm. Odcinek próbny został wykonany zgodnie ze STWiORB D.05.03.05C i stanowił część docelowej warstwy.

Prace przygotowawcze

Przed przystąpieniem do wykonania zasadniczych robót bitumicznych sfrezowano istniejącą warstwę wiążącą na pełną grubość za pomocą frezarki drogowej, co przedstawiono na zdjęciu poniżej (Rys. 5-10). Roboty zostały wykonane z zachowaniem wymaganej równości oraz pochyleń poprzecznych i podłużnych powierzchni po frezowaniu. Następnie zabezpieczono szczeliny w warstwie MCE, ten etap prac przedstawiono poniżej (Rys. 5-11).



Rys. 5-10. Sfrezowana powierzchnia



Rys. 5-11. Wypełnienie szczelin zalewą

Do wypełnienia szczelin została użyta zalewa drogowa na gorąco typu N1 zgodna z normą PN-EN 14188-1 (N20), a prace wykonano z wykorzystaniem samojezdnej zalewarki Strassmayr RWK 600/500. w czasie wykonywania robót na bieżąco kontrolowano szerokość i głębokość szczelin. Stałej kontroli podlegał również stan czystości szczelin. w przypadku stwierdzenia zabrudzeń, szczeliny oczyszczano dmuchawą. Po zalaniu pęknięć dokonano wizualnej oceny prawidłowości wypełnienia szczelin zalewą, podczas której stwierdzono, że materiał równomiernie pokrył spękania. w czasie wykonywania robót związanych z naprawą spękań nie występowały opady atmosferyczne, a temperatura powietrza wynosiła 24°C.

Przed przystąpieniem do wykonania skropienia istniejącą warstwę oczyszczono z luźnego materiału, brudu i kurzu przy użyciu szczotek mechanicznych, a w miejscach trudno dostępnych użyto szczotek ręcznych. Następnie wykonano równomierne skropienie kationową emulsją asfaltową C60 B10 ZM/R w ilości lepiszcza 0,7 kg/m² za

pomocą skraparki Breining wyposażonej w automatyczny system dozowania (Rys. 5-12). Wydatkowanie emulsji sprawdzono wagowo, a jakość wykonanego skropienia na podstawie oceny wizualnej.



Rys. 5-12. Skropienie nawierzchni

Produkcja mieszanki AC AF 8 PmB 65/105-80

Mieszanka mineralno-asfaltowa zastosowana do warstwy przeciwspekaniowej na odcinku próbnym odpowiadała wymaganiom przedstawionym w specyfikacji technicznej SST D-05.03.05C. Została ona opracowana na podstawie norm i dokumentów technicznych dedykowanych mieszankom o podwyższonych parametrach w zakresie relaksacji naprężeń, stosowanych m.in. w Czechach i we Francji. Mieszanka do warstwy przeciwspekaniowej AC AF 8 PmB 65/105-80 została wyprodukowana w WMB w Toruniu zgodnie z Badaniem Typu nr 01/308. Przedmiotowa wytwórnia objęta jest Zakładową Kontrolą Produkcji.

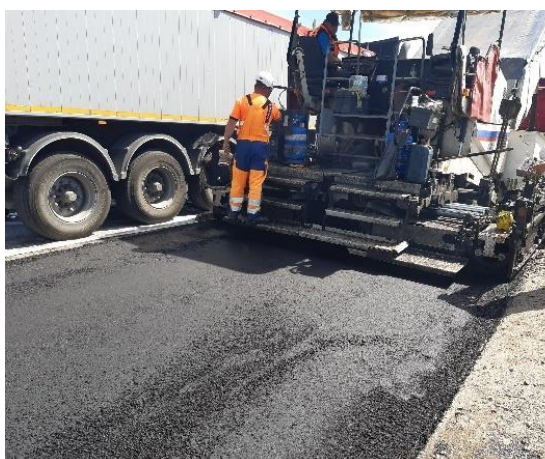
Wykonanie odcinka próbnego AC AF 8 PmB 65/105-80

Przed przystąpieniem do robót dokonano ponownie oględzin stanu nawierzchni przed ułożeniem warstwy przeciwspekaniowej. Podłoże pod warstwę było czyste i skropione równomiernie. w celu ochrony warstwy emulsji zorganizowano stanowisko do czyszczenia opon samochodów dostarczających masę (Rys. 5-13), dzięki temu nie dochodziło do zabrudzeń warstwy niżej leżącej, co pozwoliło uzyskać satysfakcjonujące połączenie pomiędzy warstwą MCE a układaną warstwą przeciwspekaniową. Odcinek próbny wykonano na DW 265 w km 3+135 do km 4+460 str. P. Podczas prowadzenia robót nie odnotowano opadów atmosferycznych, a temperatura powietrza wynosiła

24°C. Mieszanka mineralno-asfaltowa została wbudowana rozkładarką Dynapac wyposażoną w układ automatycznego sterowania grubości warstwy i utrzymywania niwelety (Rys. 5-14). Temperatura mieszanki podczas układania wynosiła 170°C (Rys. 5-15). Grubość wykonanej warstwy była sprawdzana co 25 m, w co najmniej trzech miejscach (w osi układanego pasa i przy brzegach warstwy) podczas prowadzenia robót. Do zagęszczania warstwy użyto walec stalowy Dynapac 232HF – 8t oraz Dynapac 234 – 8t (Rys. 5-16). Cechą charakterystyczną zagęszczonej warstwy jest pojawienie się na powierzchni „efektu lustra” (Rys. 5-17, rys. 5-18).



Rys. 5-13. Stanowisko do czyszczenia kół



Rys. 5-14. Rozkładanie mma



Rys. 5-15. Temperatura wbudowania mma



Rys. 5-16. Zagęszczanie mma



Rys. 5-17. Warstwa przeciwspekaniowa



Rys. 5-18. Tekstura warstwy

Podsumowanie informacji o wykonanym odcinku próbnym przedstawiono w tabeli (Tab. 5-1)

Tab. 5-1. Zestawienie informacji o odcinku próbnym

Dane	Rodzaj materiału/sprzętu
Lokalizacja	DW 265 w km 3+135 do km 4+460 str. P
Data wykonania	24.07.2020 r.
Rodzaj wykonanej warstwy	Warstwa przeciwspekaniowa z betonu asfaltowego (AC AF)
Pozycja STWiORB	D.05.03.05C
Materiał	AC AF 8 PmB 65/105-80 (Rec. 01/308)
Grubość warstwy	2,0 cm $\pm 10\%$
Podłoże	Warstwa MCE pod warstwę przeciwspekaniową skropiona emulsją C60 B10 ZM/R
Warunki atmosferyczne	Pogodnie, bez opadów, ok. 24°C
Sprzęt do wykonania odcinka próbnego	Wytwórnia mas bitumicznych – 1 szt., Walce stalowe – 2 szt.,

Dane	Rodzaj materiału/sprzętu
	Rozścielacz – 1 szt., Zamiatarka z kompletem szczotek miękkich – 1 szt., Beczkwóz do uzupełniania wody w walcach – 1 szt. Skrapiarka – 1szt. Samochody samowyładowcze 24 t – 12 szt.
Rodzaj wykonanych robót	1. Skropienie emulsją asfaltową warstwy MCE 2. Wbudowanie mieszanki mineralno-asfaltowej 3. Zagęszczenie mieszanki mineralno-asfaltowej: – zagęszczanie wstępne: pierwszy przejazd walcem bez wibracji – zagęszczanie właściwe: walce stalowe do wymaganego zagęszczenia z wibracją – gładzenie: dwa przejścia walca 4. Formowanie krawędzi walcem z dodatkową rolką dociskową
Wykonywane badania laboratoryjne	1. Sprawdzenie wydatkowania emulsji asfaltowej 2. Sprawdzenie temperatury mma za deską rozścielacza 3. Kontrola jakości mma 4. Kontrola zagęszczenia i grubości warstwy

5.7. Przegląd odcinka drogi po 4 latach eksploatacji

W sierpniu 2024 roku dokonano przeglądu odcinka drogi DW 265 w km 3+135 do km 4+460 str. P. pod kątem wystąpienia uszkodzeń nawierzchni, szczególnie spękań odbitych od warstw związanych spoiwami hydraulicznymi. Po czterech latach eksploatacji nie zaobserwowano żadnych uszkodzeń nawierzchni, a droga jest w bardzo dobrym stanie technicznym i wizualnym, co przedstawia dokumentacja zdjęciowa (Rys. 5-19).





Rys. 5-19. Przegląd stanu nawierzchni drogi DW 265 z warstwą AC AF po 4 latach eksploatacji

6. PODSUMOWANIE i WNIOSKI

Niniejszy rozdział stanowi podsumowanie wyników badań przeprowadzonych w ramach doktoratu wdrożeniowego oraz przedstawienie kluczowych wniosków wynikających z tych prac. Przeprowadzone badania miały na celu określenie wpływu ilości, a przede wszystkim rodzaju lepiszcza na parametry zmęczeniowe mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw „anti-fatigue”. Realizacja planu badawczego pozwoliła na uzyskanie istotnych danych oraz spostrzeżeń dotyczących mieszanek do warstw przeciwmęczeniowych/ przeciwspekaniowych. w szczególności zostaną przedstawione główne wnioski oraz kierunki dalszych badań. Podkreślone zostaną również praktyczne aspekty wyników badań oraz ich potencjalne wdrożenie w technologiach drogowych.

6.1. Wnioski

Uwzględniając przeprowadzone badania laboratoryjne, analizy uzyskanych wyników oraz wiedzę płynącą z przeglądu literatury jak również wykonania odcinka próbnego, można sformułować następujące wnioski końcowe:

1. Zawartość i rodzaj lepiszcza, rodzaj mieszanki, zawartość wolnych przestrzeni wpływają istotnie na temperaturę pęknięcia próbki i wywołane naprężenia w teście TSRST.
2. Istnieją istotne różnice statystyczne między mieszankami na bazie lepiszcza drogowego, a modyfikowanego w uzyskiwanych czasach relaksacji w teście RT.

3. Rodzaj mieszanki (AC AF, SMA-MA) ma istotny wpływ na czas relaksacji w testach RT i TCT.
4. Rodzaj mieszanki (AC AF, SMA-MA) ma istotny wpływ na wartości modułów sztywności IT-CY i 4PB-PR.
5. Spośród badanych mieszanek najbardziej korzystnymi parametrami trwałości zmęczeniowej charakteryzowały się mieszanki SMA-MA i AC AF na bazie lepszycza modyfikowanego polimerami.
6. Temperatura i ciśnienie znacząco wpływają na proces zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych. Udowodniono, że w przypadku mieszanek „anti-fatigue” to ciśnienie ma kluczowy wpływ na uzyskiwane zawartości wolnych przestrzeni w mma.
7. Mieszanki SMA-MA i AC AF na bazie asfaltów wysokomodyfikowanych wymagają większej ilości energii potrzebnej do ich zagęszczenia niż w przypadku tych samych mieszanek z asfaltem drogowym 50/70.
8. Mieszanka mastyksowo-grysowa o zwiększonej zawartości mastyksu (SMA-MA), stosowana dotychczas jako warstwa ochronna na obiektach mostowych, może pełnić funkcję warstwy przeciwmęczeniowej / przeciwspekaniowej w konstrukcji nawierzchni drogowej.
9. Mieszanka SMA-MA osiąga parametry mechaniczne typowych mieszanek AC AF przy poprawionych parametrach związanych z jej urabialnością i wbudowaniem.
10. Wszystkie mieszanki mineralno-asfaltowe poddane badaniu odporności na spękania odbite każdorazowo przekroczyły poziom 750 cykli obciążających w teście TxOT, co klasyfikuje je jako mieszanki odporne na spękania odbite (przeciwspekaniowe).
11. Satysfakcjonujące wyniki badań odporności na pękanie mieszanek AC AF i SMA-MA wskazują, że mogą one spełniać swoją rolę nie tylko w nowobudowanych konstrukcjach nawierzchni, ale mogą stanowić również rozwiązanie technologiczne w remontach i przebudowach istniejącej sieci drogowej, jako forma zabezpieczenia przed przenoszeniem spękań odbitych.

6.2. Kierunki dalszych badań

W miarę jak rozwija się wiedza na temat mieszanek do warstw przeciwspekaniowych / przeciwmęczeniowych, pojawiają się nowe pytania

i możliwości badawcze. Niniejszy rozdział ma na celu przedstawienie potencjalnych kierunków, które mogą być eksplorowane w przyszłych badaniach. Skupiono się na obszarach, które wykazują największy potencjał do dalszego rozwoju oraz na tych, które mogą przynieść znaczące korzyści naukowe i praktyczne. Mimo zrealizowania w ramach pracy doktorskiej obszernego planu badawczego, pozostają jeszcze kwestie, które wymagają dalszego rozwijania i które przedstawiono poniżej:

- wykorzystanie zaawansowanych narzędzi do modelowania i symulacji komputerowych w celu przewidywania zachowania mieszanek mineralno-asfaltowych typu AF pod różnymi obciążeniami i warunkami eksploatacyjnymi;
- badania nad ekologicznymi i zrównoważonymi rozwiązaniami w produkcji i stosowaniu mieszanek asfaltowych, w tym wykorzystanie materiałów odpadowych i odnawialnych. Ciekawym kierunkiem badań byłoby przebadanie mieszanek AC AF i SMA-MA z dodatkiem selektywnego granulatu asfaltowego lub dodatkiem lepiszcza syntetycznego;
- wyznaczenie krytycznej energii pęknięcia dla mieszanek AC AF i SMA-MA
- pogłębienie zagadnienia odporności mieszanek AC AF i SMA-MA na spękania odbite w teście TxOT, uwzględniając szeroki asortyment dodatków modyfikujących, które mogą zwiększyć elastyczność i wytrzymałość mieszanki (innowacyjne polimery, nanomateriały, włókna, itp.);
- wpływ zagęszczenia (zawartości wolnej przestrzeni) w mieszankach typu AF na ich odporność na pękanie.

Rozwój tematyki wykorzystania warstw przeciwnzmęgniowych/przeciwspękaniaowych w konstrukcji nawierzchni powinien skupić się na optymalizacji składu mma, aby zamodelować jej odporność na zmęczenie i pękanie, jednocześnie minimalizując wpływ na środowisko. Poszukiwanie nowych materiałów, takich jak zaawansowane lepiszcza asfaltowe i innowacyjne dodatki, może znacząco przyczynić się do osiągnięcia tych celów.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] Merska O. *Dobór technologii utrzymaniowych ze względu na specyfikę uszkodzeń nawierzchni*. „Magazyn Autostrady”, 2021, 4.
- [2] Bhandari S., Luo X., Wang F. *Understanding the effects of structural factors and traffic loading on flexible pavement performance*. „International Journal of Transportation Science and Technology”, 2023; 12 (1): 258–72.
- [3] Gudipudi P.P., Underwood B.S., Zalgout A. *Impact of climate change on pavement structural performance in the United States*. „Transportation Research Part D: Transport and Environment”, 2017; 57: 172–84.
- [4] Almeida A., Moreira J.J.M., Silva J.P., Viteri C.G.V. *Impact of traffic loads on flexible pavements considering Ecuador's traffic and pavement condition*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2021; 22 (6): 700–7.
- [5] Ryś D., Judycki J., Jaskuła P. *Wpływ pojazdów przeciążonych na trwałość nawierzchni asfaltowych*. „Logistyka”, 2014, 6.
- [6] Judycki J., Jaskuła P., Pszczoła M., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaczewski M. i in. *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych [Catalogue of typical flexible and semi-rigid pavement constructions]*. Politechnika Gdańska, Gdańsk 2014.
- [7] Li Q., Xiao D.X., Wang K.C.P., Hall K.D., Qiu Y. *Mechanistic-empirical pavement design guide (MEPDG): a bird's-eye view*. „Journal of Modern Transportation”, 2011; 19 (2): 114–33.
- [8] Qiao Y., Flintsch G.W., Dawson A.R., Parry T. *Examining Effects of Climatic Factors on Flexible Pavement Performance and Service Life*. „Transportation Research Record”, 2013; 2349 (1): 100–7.
- [9] Yang X., You Z., Hiller J., Watkins D. *Sensitivity of flexible pavement design to Michigan's climatic inputs using pavement ME design*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2017; 18 (7): 622–32.
- [10] Qin Y., Hiller J.E. *Ways of formulating wind speed in heat convection significantly influencing pavement temperature prediction*. „Heat and Mass Transfer”, 2013; 49 (5): 745–52.
- [11] Long F. M. *Permanent deformation of asphalt concrete pavements: a nonlinear viscoelastic approach to mix analyses and design*. University of California, Berkeley 2001.
- [12] Liu P., Hu J., Wang H., Canon Falla G., Wang D., Oeser M. *Influence of Temperature on the Mechanical Response of Asphalt Mixtures Using Microstructural Analysis and Finite-Element Simulations*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2018; 30 (12): 04018327.
- [13] Yin F., Arámbula-Mercado E., Epps Martin A., Newcomb D., Tran N. *Long-term ageing of asphalt mixtures*. „Road Materials and Pavement Design”, 2017; 18: 2–27.
- [14] Liu H., Zhang Z., Tian Z., Lu C. *Exploration for UV Aging Characteristics of Asphalt Binders based on Response Surface Methodology: Insights from the UV Aging Influencing Factors and Their Interactions*. „Construction and Building Materials”, 2022; 347: 128460.
- [15] Sol-Sánchez M., Moreno-Navarro F., García-Travé G., Rubio-Gámez M.C. *Laboratory study of the long-term climatic deterioration of asphalt mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2015; 88: 32–40.

- [16] Mieczkowski P. *The heat exchange in the edge area – the problem of hot mix asphalt compaction*. „The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering”, 2015; 10 (3): 207–15.
- [17] Gui J., Phelan P. E., Kaloush K. E., Golden J. S. *Impact of pavement thermophysical properties on surface temperatures*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2007; 19 (8): 683–90.
- [18] Yavuzturk C., Ksaibati K., Chiasson A.D. *Assessment of Temperature Fluctuations in Asphalt Pavements Due to Thermal Environmental Conditions Using a Two-Dimensional, Transient Finite-Difference Approach*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2005; 17 (4): 465–75.
- [19] Berrang-Ford L., Pearce T., Ford J. D. *Systematic review approaches for climate change adaptation research*. „Regional Environmental Change”, 2015; 15: 755–69.
- [20] Dawson A. *Anticipating and Responding to Pavement Performance as Climate Changes*. In Gopalakrishnan K., Steyn W.J., Harvey J. (red.), „Climate Change, Energy, Sustainability and Pavements”. Springer, Berlin, Heidelberg 2014: 127–57.
- [21] Meyer M. D., Flood M., Dorney C., Leonard K., Hyman R., Smith J. *Climate change and the highway system: Impacts and adaptation approaches*. „Task”, 2010; 2: 20–83.
- [22] Pszczoła M. *Spękania niskotemperaturowe warstw asfaltowych nawierzchni*. „MOST Wiedzy - portal z wiedzą dla Ciebie”. „Roads and Bridges-Drogi i Mosty” 2006; nr 10.
- [23] Lytton R. L., Shanmugham U., Garrett B. D. *Design of asphalt pavements for thermal fatigue cracking*. (No. FHWA-TX-83-06+ 284-4 Intrm Rpt.), 1983.
- [24] Dave E.V., Hoplin C. *Flexible pavement thermal cracking performance sensitivity to fracture energy variation of asphalt mixtures*. „Road Materials and Pavement Design”, 2015; 16 (sup1): 423–41.
- [25] Dempsey B. J. *Moisture movement and moisture equilibria in pavement systems*. Final Report, 1979.
- [26] Dawson A. *Water in Road Structures: Movement, Drainage & Effects*. Springer Science & Business Media, 2008: 454.
- [27] Yi J., Shen S., Muhunthan B., Feng D. *Viscoelastic-plastic damage model for porous asphalt mixtures: Application to uniaxial compression and freeze-thaw damage*. „Mechanics of Materials”, 2014; 70: 67–75.
- [28] Gubler R., Partl M. N., Canestrari F., Grilli A. *Influence of water and temperature on mechanical properties of selected asphalt pavements*. „Materials and Structures”, 2005; 38: 523–32.
- [29] Kraszewski C., Rafalski L., Wilczek J. *Ochrona przeciwmrozowa nawierzchni drogowych na przykładzie wybranych krajów The cases of antifreeze protection of road pavements in selected countries*. „Drogownictwo”, 2014; 2: 39–45.
- [30] Hicks R.G., Santucci L., Aschenbrener T. *Introduction and Seminar Objectives*. „Proceedings of Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements-A National Seminar”. California Asphalt Pavement Alliance and Transportation Research Board, 2003.
- [31] Thom N. H., Brown S. F. *Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base*. „(brak nazwy czasopisma)”, 1987; 1121.
- [32] Yang S., Braham A., Wang L., Wang Q. *Influence of aging and moisture on laboratory performance of asphalt concrete*. „Construction and Building Materials”, 2016; 115: 527–35.
- [33] Mieczkowski P. *Zagęszczanie MMA w cienkich warstwach*. „Magazyn Autostrady”, 2006; 3: 34-41.

- [34] Mieczkowski P. *Zagęszczanie mieszanek mineralno-asfaltowych w grubych warstwach - korzyści i trudności*. „Drogownictwo”, 2007; 1: 19–25.
- [35] Walker C.L., Anderson M.R. *Cloud Impacts on Pavement Temperature and Shortwave Radiation*. „Journal of Applied Meteorology and Climatology”, 2016; 55 (11).
- [36] Bańkowski W., Gajewski M., Horodecka R., Mirski K., Targowska-Lech E., Jasiński D. *Assessment of the effect of the use of highly-modified binder on the viscoelastic and functional properties of bituminous mixtures illustrated with the example of asphalt concrete for the binder course*. „Construction and Building Materials”, 2021; 296: 123412.
- [37] Judycki J. *Twardnienie fizyczne asfaltów i mieszanek mineralno-asfaltowych oraz jego wpływ na spękania niskotemperaturowe*. „Drogownictwo”, 2013; 12.
- [38] Bocci M., Cerni G. *The ultraviolet radiation in short-and long-term aging of bitumen*. In *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, 2000; 1: 49–58.
- [39] Majer S. *Naprawa nawierzchni drogowych*. „Magazyn Autostrady”, 2015; 10: 62–67.
- [40] Kowalski K., Krawczyk B., Król J., Liphardt A., Mackiewicz P., Radziszewski P., Sarnowski M., Szydło A. *WR-D-83-2 Wytyczne utrzymania nawierzchni jezdni i poboczy dróg samorządowych. Część 2: Diagnostyka*. Ministerstwo Infrastruktury, Departament Dróg Publicznych, 2023.
- [41] Vinson T.S., Janoo V.C., Haas R.C. *Summary report, low temperature and thermal fatigue cracking*. No. SHRP-A/IR-90-00, 1989.
- [42] Sybilski D., Soenen H., Gajewski M., Chailleux E., Bańkowski W. *Binder Testing: Chapter 2*. In: *Advances in interlaboratory testing and evaluation of bituminous materials*, RILEM State of the Art Reports 9, 2013, 68p-ill.
- [43] Du Y., Chen J., Han Z., Liu W. *a review on solutions for improving rutting resistance of asphalt pavement and test methods*. „Construction and Building Materials”, 2018; 168: 893–905.
- [44] Kim D. *Modulus and Permanent Deformation Characterization of Asphalt Mixtures and Pavements*. North Carolina State University, 2015.
- [45] Farashah M.K., Salehiashani S., VARAMINI S., Tighe S. *Best Practices in Measuring Rutting and Shoving on Asphalt Pavements*. In *Proceedings of the Transportation Association of Canada 2021 Conference and Exhibition-Recovery and Resilience: Transportation after COVID-19*, 2021; 1.
- [46] Asphalt Institute: *MS-2 asphalt mix design methods*, 2015
- [47] Al-Khateeb G., Sukkari A., Zeiada W., Ezzat H. *Microscopy-based approach for measuring asphalt film thickness and its impact on hot-mix asphalt performance*. „Case Studies in Construction Materials”, 2023; 18: e01711.
- [48] Faruk A.N.M., Lee S.I., Zhang J., Naik B., Walubita L.F. *Measurement of HMA shear resistance potential in the lab: The Simple Punching Shear Test*. „Construction and Building Materials”, 2015; 99: 62–72.
- [49] Ali Y., Irfan M., Ahmed S., Ahmed S. *Empirical Correlation of Permanent Deformation Tests for Evaluating the Rutting Response of Conventional Asphaltic Concrete Mixtures*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2017; 29 (8): 04017059.
- [50] Coleri E., Harvey J.T., Yang K., Boone J.M. *Investigation of asphalt concrete rutting mechanisms by X-ray computed tomography imaging and micromechanical finite element modeling*. „Materials and Structures”, 2013; 46: 1027–43.
- [51] Said S. F., Ahmed A. W., Carlsson H. *Evaluation of rutting of asphalt concrete pavement*. In *E&E Congress*, 2016,

- [52] Gokhale S., Choubane B., Byron T., Tia M. *Rut Initiation Mechanisms in Asphalt Mixtures as Generated under Accelerated Pavement Testing*. „Transportation Research Record”, 2005; 1940 (1): 136–45.
- [53] Morea F., Zerbino R., Agnusdei J. *Wheel tracking rutting performance estimation based on bitumen Low Shear Viscosity (LSV), loading and temperature conditions*. „Materials and Structures”, 2014; 47 (4): 683–92.
- [54] Ling C., Arshadi A., Bahia H. *Importance of binder modification type and aggregate structure on rutting resistance of asphalt mixtures using image-based multi-scale modelling*. „Road Materials and Pavement Design”, 2017; 18 (4).
- [55] Singh M., Kumar P., Maurya M.R. *Effect of aggregate types on the performance of neat and EVA-modified asphalt mixtures*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2014; 15 (2): 163–73.
- [56] Singh M., Kumar P., Anupam A.K. *Effect of type of aggregate on permanent deformation of bituminous concrete mixes*. „Road Materials and Pavement Design”, 2016; 17 (2): 417–33.
- [57] Technical Committees on flexible roads and concrete roads. *Semi-rigid pavements*. PIARC, 1991.
- [58] Judycki J. *Budowa i kalibracja modeli spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych nawierzchni drogowych w mechanistyczno-empirycznej metodzie AASHTO 2004*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2011; 4: 31–53.
- [59] Mackiewicz P. *Fatigue cracking in road pavement*. „IOP Conference Series: Materials Science and Engineering”, 2018; 356 (1): 012014.
- [60] Nunn M. E., Brown A., Weston D., Nicholls J. C. *Design of long-life flexible pavements for heavy traffic*. TRL Limited, 1997.
- [61] Sudarsanan N., Kim Y.R. *a critical review of the fatigue life prediction of asphalt mixtures and pavements*. „Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)”, 2022; 9 (5): 808–35.
- [62] Canestrari F., Ingrassia L.P. *a review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges*. „Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)”, 2020; 7 (5): 541–72.
- [63] Moreno-Navarro F., Sol-Sánchez M., García-Travé G., Gámez M. *Fatigue cracking in asphalt mixtures: the effects of ageing and temperature*. „Roads Materials and Pavement Design”, 2017; 19: 1–10.
- [64] Gerritsen A. *Prediction and prevention of surface cracking in asphaltic pavements*. In *International Conference on the Structural Design*, 1987.
- [65] Ann Myers L., Roque R., Birgisson B. *Propagation Mechanisms for Surface-Initiated Longitudinal Wheelpath Cracks*. „Transportation Research Record”, 2001; 1778 (1): 113–22.
- [66] Sun L., Wang G., Zhang H., Liu L. *Initiation and Propagation of Top-Down Cracking in Asphalt Pavement*. „Applied Sciences”, 2018; 8 (5): 774.
- [67] Tunwin Svasdisant, Michael Schorsch, Gilbert Y. Baladi, Suwanna Pinyosunun. *Mechanistic Analysis of Top-Down Cracks in Asphalt Pavements*. *Transportation Research Record*. 2002; 1809(1): 126-136..
- [68] Chen C. *Validation of Laboratory Cracking Tests for Field Top-Down Cracking Performance* (Doctoral dissertation, Auburn University), 2020.
- [69] Gu F., Luo X., West R.C., Taylor A.J., Moore N.D. *Energy-based crack initiation model for load-related top-down cracking in asphalt pavement*. „Construction and Building Materials”, 2018; 159: 587–97.

- [70] Ling M., Luo X., Chen Y., Hu S., Lytton R.L. *a calibrated mechanics-based model for top-down cracking of asphalt pavements*. „Construction and Building Materials”, 2019; 208: 102–12.
- [71] Raju S., Kumar S., Reddy K., Bose S., Emeritus B., Al S. *Analysis of Top-Down Cracking Behavior of Asphalt Pavements*. In *87th TRB Annual Meeting* (pp. 1-15). Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council, 2008.
- [72] Zou J., Roque R. *Top-Down Cracking: Enhanced Performance Model and Improved Understanding of Mechanisms*. „Asphalt Paving Technology”, 2011; 80: 255–88.
- [73] Dauzats M., Rampal A. *Mechanism of surface cracking in wearing courses*. In *International Conference on the Structural Design*, 1987.
- [74] Matsuno S., Nishizawa T. *Mechanism of longitudinal surface cracking in asphalt pavement*. In: *Proc. of Int. Conf. On Asphalt Pavements*, 1992.
- [75] Marasteanu M., Zofka A., Turos M., Li X., Velasquez R., Li X. i in. *Investigation of Low Temperature Cracking in Asphalt Pavements National Pooled Fund Study 776*. Minnesota Department of Transportation, 2007.
- [76] Gajewski M., Bańkowski W., Gajewska B. *Determination of Thermal Stresses in Asphalt Layers as a Problem of Thermo-elasticity and Unsteady Heat Flow*. In: Di Benedetto H., Baaj H., Chailleux E., Tebaldi G., Sauzéat C., Mangiafico S. (red.), „*Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials*”. Springer International Publishing, Cham 2022.
- [77] Yee P., Aida B., Hesp S., Marks P., Tam K. *Analysis of Premature Low-Temperature Cracking in Three Ontario, Canada, Pavements*. „Transportation Research Record”, 2006; 1962: 44–51.
- [78] Zaubanis M., Valters A. *Comparison of two low-temperature cracking tests for use in performance-based asphalt mixture design*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2020; 21 (12): 1461–9.
- [79] Jaczewski M., Judycki J., Jaskuła P. *Właściwości niskotemperaturowe betonów asfaltowych o wysokim module sztywności (AC WMS) w badaniach trzypunktowego zginania*. „Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury”. 2011;33: 217-224.
- [80] Gao H., Xu B. *Research on Climatic Influencing Factors of Low Temperature Cracking Index of Asphalt Pavement in Cold Area*. „IOP Conference Series: Earth and Environmental Science”, 2021; 651 (4): 042032.
- [81] Bouldin M.G., Dongre R., Row G.M., Sharrock M.J., Anderson D.A. *Predicting thermal cracking of pavements from binder properties: theoretical basis and field validation*. In *Association of Asphalt Paving Technologists Proc*, 2000.
- [82] Huang Y.H. *Pavement analysis and design*. Upper Saddle River, Pearson Prentice Hall, NJ 2004.
- [83] Epps A. *Design and Analysis System for Thermal Cracking in Asphalt Concrete*. „Journal of Transportation Engineering”, 2000; 126 (4): 300–7.
- [84] Shahin M.Y., McCullough B.F. *Prediction of low temperature and thermal-fatigue cracking in flexible pavements*. No. 123-14 Res Rept. University of Texas at Austin, 1972.
- [85] Jackson N.M., Vinson T.S. *Analysis of Thermal Fatigue Distress of Asphalt Concrete Pavements*. „Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board”, 1996; 1545 (1): 43–9.

- [86] ud Din I.M., Mir M.S., Farooq M.A. *Effect of Freeze-Thaw Cycles on the Properties of Asphalt Pavements in Cold Regions: a Review*. „Transportation Research Procedia”, 2020; 48: 3634–41.
- [87] Henry K. S., Olson J. P., Farrington S. P., Lens J. *Improved performance of unpaved roads during spring thaw*. (No. ERDC/CRREL TR-05-1), 2005.
- [88] Raffaniello A., Bauer M., Safiuddin Md., El-Hakim M. *Traffic and Climate Impacts on Rutting and Thermal Cracking in Flexible and Composite Pavements*. „Infrastructures”, 2022; 7 (8): 100.
- [89] Szwed A., Kamińska I. *Mitigation of Low-temperature Cracking in Asphalt Pavement by Selection of Material Stiffness*. „Procedia Engineering”, 2015; 111: 748–55.
- [90] Judycki J., Jaskuła P., Pszczoła M., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaczewski M., i in. *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych*. WKŁ, 2013.
- [91] Judycki J., Jaskuła P., Dołżycki B., Pszczoła M., Jaczewski M., Ryś D., i in. *Investigation of low-temperature cracking in newly constructed high-modulus asphalt concrete base course of a motorway pavement*. „Road Materials and Pavement Design”, 2015; 16: 362–88.
- [92] Ryś D., Judycki J., Pszczoła M., Jaczewski M., Mejlun L. *Comparison of low-temperature cracks intensity on pavements with high modulus asphalt concrete and conventional asphalt concrete bases*. „Construction and Building Materials”, 2017; 147: 478–87.
- [93] *Application of the new viscoelastic method of thermal stress calculation to the analysis of low-temperature cracking of asphalt layers*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2020; 1: 27–49.
- [94] Islam M.R., Tarefder R.A. *Quantifying Traffic- and Temperature-Induced Fatigue Damages of Asphalt Pavement*. „Transportation Infrastructure Geotechnology”, 2015; 2 (1): 18–33.
- [95] Von Quintus H.L., Mallela J., Lytton R.L. *Techniques for Mitigation of Reflective Cracks*. In *FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference Federal Aviation Administration American Association of Airport Executives*, 2010.
- [96] Dhakal N., Elseifi M., Zhang Z. *Mitigation Strategies for Reflection Cracking in Rehabilitated Pavements – a Synthesis*. „International Journal of Pavement Research and Technology”, 2016; 9: 353–63.
- [97] Owusu-Antwi E.B., Khazanovich L., Titus-Glover L. *Mechanistic-Based Model for Predicting Reflective Cracking in Asphalt Concrete–Overlaid Pavements*. „Transportation Research Record”, 1998; 1629 (1): 234–41.
- [98] Pais J. *The Reflective Cracking in Flexible Pavements*. „Romanian Journal of Transport Infrastructure”, 2013; 2: 113–22.
- [99] Mushota C., Mwale M. C., Mutembo G., Muya M., Walubita L. F. *Reflective cracking on cement treated base (CTB) pavements in Zambia: An analytical study*. In *Application of Nanotechnology in Pavements, Geological Disasters, and Foundation Settlement Control Technology*, 2014: 62–69.
- [100] Idris I., Sadek H., Hassan M. *State-of-the-Art Review of the Evaluation of Asphalt Mixtures’ Resistance to Reflective Cracking in Laboratory*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2020; 32: 03120004.
- [101] Zhou, F., Hu, S., Hu, X., & Scullion, T. *Mechanistic-empirical asphalt overlay thickness design and analysis system* (No. FHWA/TX-09/0-5123-3). Texas Transportation Institute, 2009.

- [102] Hughes J. J., Al-Qadi I. *Evaluation of steel paving mesh* (No. FHWA-PA-2002-001+2000-058), 2001.
- [103] Walubita L.F., Martinez-Arguelles G., Polo-Mendoza R., Ick-Lee S., Fuentes L. *Comparative Environmental Assessment of Rigid, Flexible, and Perpetual Pavements: a Case Study of Texas*. „Sustainability”, 2022; 14 (16): 9983.
- [104] Newcomb D. E., Willis R., Timm D. H. *Perpetual asphalt pavements: a synthesis*, 2010.
- [105] Newcomb D. E., Buncher M., Huddleston I. J. *Concepts of perpetual pavements*. „Transportation Research Circular”, 2001; 503: 4–11.
- [106] Sybilski D. *Długowieczne nawierzchnie asfaltowe w świecie i w Polsce*. „Drogownictwo”, 2004; 3: 79–85.
- [107] Wang L., Wei J., Wu W., Zhang X., Xu X., Yan X. *Technical development and long-term performance observations of long-life asphalt pavement: a case study of Shandong Province*. „Journal of Road Engineering”, 2022; 2 (4): 369–89.
- [108] Powell W. D., Potter J. F., Mayhew H. C., Nunn M. E. *The structural design of bituminous roads* (No. LR 1132 Monograph), 1984.
- [109] Ferne B., Nunn M. *The European Approach to Long Lasting Asphalt Pavements: a state-of-the-art review by ELLPAG*. ISAP International Symposium on Construction and Maintenance of Long Lasting Asphalt Pavements, NCAT, Auburn, Alabama, 2004.
- [110] Mahoney J.P. *Study of long-lasting pavements in Washington state*. „Transportation Research Circular”, 2001.
- [111] Coppola E. I. *Analysis and design of Perpetual Asphalt Pavements* (Doctoral dissertation, Politecnico di Torino), 2020.
- [112] Alliance A.P. *Perpetual pavements: a synthesis*. APA Lanham, Maryland 2002.
- [113] Judycki J., Jaskuła P. *Nowe tendencje w nawierzchniach asfaltowych*. Drogownictwo nr 2 2005.
- [114] Brown S.F., Thom N.H., Hakim B.A. *Performance and rehabilitation of heavy-duty pavements in the UK: some case studies*. In *International Symposium on Design and Construction of Long Lasting Asphalt Pavements*, 2004, Auburn, Alabama, USA, 2004.
- [115] Brosseaud Y., St-Jacques M. *Les enrobés à module élevé: bilan de près de 30 ans d'expérience française (Partie 1 de 2)*. „Revue Via Bitume”, 2015; 10(2): 8–15.
- [116] Sanders P.J., Nunn M.E. *The application of Enrobe a Module Eleve in flexible pavements*. Transport Research Laboratory, Crowthorne, UK 2005.
- [117] Manuel LCPC. *Manuel d'aide à la formulation des enrobés* (Études et recherche des LPC n° CR 39). Groupe de travail du RST sous la direction de J.L. Delorme (LCPC), 2006.
- [118] Nunn M. E., Smith T. *Evaluation of enrobé a module élevé (EME): a French high modulus roadbase material*. TRL Project Report, (PR 66), 1994.
- [119] Petho L., Beecroft A., Griffin J., Denneman E. *High modulus high fatigue resistance asphalt (EME2) technology transfer*. No. AP-T283/14, 2014.
- [120] Serfass, J. P., Bauduin, A., & Garnier, J. F. High modulus asphalt mixes-laboratory evaluation, practical aspects and structural design. In *International Conference on Asphalt Pavements, 7th, 1992, Nottingham*, 1992; 1.
- [121] *French Design Manual for Pavement Structures, Guide technique*. Ministere de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, LCPC, SETRA, 1997.

- [122] Sybilski D., Bańkowski W. *Laboratory research and full scale testing of high modulus asphalt concrete in road pavement*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2011; 10 (1–2): 81–119.
- [123] Verhee F., Delorme J. *Enrobes Classiques Et a Module Eleve - Bilan De Comportement Des Enrobes a Module Eleve*. „Bulletin De Liaison Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussees”, 1991.
- [124] Błażejowski K., Ostrowski P., Wójcik-Wisniewska M., Baranowska W. *Mieszanki i nawierzchnie z ORBITON HiMA*. „ORLEN Asfalt, Poland”, 2020.
- [125] Priyanka B. A., Sarang G., Ravi Shankar A. U. *Evaluation of Superpave mixtures for perpetual asphalt pavements*. „Road Materials and Pavement Design”, 2019; 20 (8).
- [126] Tarefder R.A., Bateman D. *Design of Optimal Perpetual Pavement Structure*. „Journal of Transportation Engineering”, 2012; 138 (2): 157–75.
- [127] Sultan S.A., Guo Z. *Evaluating life cycle costs of perpetual pavements in China using operational pavement management system*. „International Journal of Transportation Science and Technology”, 2016; 5 (2): 103–9.
- [128] El-Hakim M.Y., Tighe S.L. *Sustainability of Perpetual Pavement Designs: Canadian Perspective* Transportation research record, 2304(1), 10-16. 2012
- [129] Walubita L. F., Scullion T. *Texas perpetual pavements: new design guidelines* (No. 0-4822-P6). Texas Transportation Institute, 2010.
- [130] Lee S.I., Walubita L.F., Hu S., Scullion T. *Sustainable Perpetual Asphalt Pavements and Comparative Analysis of Lifecycle Cost to Traditional 20-Year Pavement Design*, 2018.
- [131] Hu S., Lee S.I., Walubita L.F., Zhou F., Scullion T. *Incorporation of Endurance Limit in the Mechanistic-Empirical Flexible Perpetual Pavement Design*. „Transportation Research Record”, 2018; 2672 (40): 108–21.
- [132] Jitsangiam P., Nikraz H., Leek C. *Development of Hot-Mix Asphalt Layer Thickness Design for Longer-Life Asphalt Pavements*. *The Proceedings of the 6th PATREC Research Forum*. PATREC, 2010.
- [133] Amini A. A., Mashayekhi M., Ziari H., Nobakht S. *Life cycle cost comparison of highways with perpetual and conventional pavements*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2012; 13 (6).
- [134] Lee S.I., Carrasco G., Mahmoud E., Walubita L. F. *Alternative Structure and Material Designs for Cost-Effective Perpetual Pavements in Texas*. „Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements”, 2020; 146 (4).
- [135] Bańkowski W. *TN-253: Nawierzchnie asfaltowe długowieczne i tanie w utrzymaniu. Sprawozdanie z realizacji zadań 2 i 3*. „Instytut Badawczy Dróg i Mostów”, 2010.
- [136] Sybilski D. *TN-249: Nawierzchnie asfaltowe długowieczne i tanie w utrzymaniu Zadanie 1 Analiza doświadczeń nawierzchni długowiecznych w świecie*. GDDKiA, 2009.
- [137] Sybilski D., Pałys M., Mularzuk R., Bańkowski W. *Zasady wykonywania nawierzchni asfaltowej o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie (ZW–WMS 2002)*. IBDiM, Seria „I” zeszyt 63, Warszawa 2002.
- [138] Sybilski D., i in. *Opracowanie wytycznych i zaleceń technologicznych wykonania konstrukcji nawierzchni asfaltowej z zastosowaniem cienkiej warstwy ścieralnej i wzmocnionych dolnych warstw*. IBDiM, Sprawozdanie TN-199, 2000 (praca niepublikowana).

- [139] Sybilski D., i in. *Wyznaczenie charakterystyki zmęczeniowej betonu asfaltowego do podbudowy z uwzględnieniem wpływu składu i właściwości składników*. Sprawozdanie TN-194, IBDiM, 2000 (praca niepublikowana).
- [140] Sybilski D., Bańkowski W., Mularzuk R., Pałys M. *Wdrożenie technologii i weryfikacja zaleceń wykonywania konstrukcji nawierzchni o zwiększonej odporności na koleinowanie i zmęczenie*. IBDiM, Zakład Technologii Nawierzchni, Sprawozdanie TN-217 na zlecenie GDDKiA, 2001.
- [141] Sybilski D., Bańkowski W., Horodecka R., Wróbel A., Mirski K. *Wpływ zastosowania betonu o wysokim module sztywności na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni podatnej lub półsztywnej*. IBDiM, Zakład Technologii Nawierzchni. Sprawozdanie TN-234 na zlecenie GDDKiA, 2004.
- [142] Brosseaud Y., Bogdanski B., Carré D. *Transfert de technologie entre la France et la Pologne: première réalisation d'un chantier de renforcement de route nationale selon le principe de dissociation des couches utilisant: un enrobé à haut module et un enrobé très mince*. In *7^e Congrès National de la Route*, 2004.
- [143] WT-2 2014 - część I Mieszanki mineralno-asfaltowe, Wymagania Techniczne. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warsaw 2014.
- [144] Judycki J., i in. *Badanie wpływu zastosowania warstw betonu asfaltowego o wysokim module sztywności (AC-WMS) w konstrukcjach nawierzchni na spękania niskotemperaturowe i na zmniejszenie powstawania deformacji trwałych*. Raport końcowy. Raport z badań na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, 2014.
- [145] Bańkowski W., Gajewski M. *Accelerated loading tests in the full scale on innovative pavement structures*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2012; 11 (2): 89–121.
- [146] Sybilski D., Luminari M., Hopman P. *Functional Aspects Of Bituminous Mixture Design*. In *Proceedings Of The Papers Submitted For Review At 2nd Eurasphalt And Eurobitume Congress, Held 20-22 September 2000, Barcelona, Spain*, 2000.
- [147] Ruttmar I., Grajewska A., Pełczyńska K. *Perpetual pavement design and construction using anti-fatigue base layer on expressway S8 in Poland*. In *E&E Congress 6th Eurasphalt & Eurobitume Con-gress* (pp. 1-3), 2016.
- [148] Grajewska A., Pełczyńska K., Ruttmar I. *Długowieczna nawierzchnia drogi ekspresowej S8 Opacz – Paszków zaprojektowana na 50 lat*. „Materiały Budowlane”, 2016; 4: 8-10.
- [149] Nagórska M., Nagorski R., Blazejowski K. *Selected Aspects Of Design Lifespan Of Flexible Pavement With Anti-Fatigue Course*. „Archives of Civil Engineering”, 2015; 61.
- [150] Walubita, L. F., Liu, W., & Scullion, T. *Texas perpetual pavements: experience overview and the way forward* (No. FHWA/TX-10/0-4822-3). Texas Transportation Institute, 2010
- [151] Schlegel T., Puiatti D., Ritter H.J., Lesueur D., Denayer C., Shtiza A. *The limits of partial life cycle assessment studies in road construction practices: a case study on the use of hydrated lime in Hot Mix Asphalt*. „Transportation Research Part D: Transport and Environment”, 2016; 48: 141–60.
- [152] Flintsch, G., Meijer, J., & Smith, K. *Improved Asphalt Pavement Sustainability Through Perpetual Pavement Design* (No. FHWA-HIF-19-080). United States. Federal Highway Administration. Office of Preconstruction, Construction, and Pavements; 2020.

- [153] Uzarowski L., Moore G. *Sustainable Pavements - Making the Case for Longer Design Lives for Flexible Pavements*. In *2008 Annual Conference of the Transportation Association of Canada* Transportation Association of Canada (TAC), 2008.
- [154] Zhu Y., Ni F. *Research of Different Perpetual Pavement Structures Based on Performance Comparison and LCCA in Jiangsu Province, China*. In *Airfield and Highway Pavements*, 2015; 640–51.
- [155] Walubita L.F., Lee S.I., Faruk A.N.M., Scullion T., Nazarian S., Abdallah I., i in. *Texas flexible pavements and overlays: year 5 report - complete data documentation*. (No. FHWA/TX-15/0-6658-3). Texas A&M Transportation Institute, 2017.
- [156] Xu X., Luo Y., Sreeram A., Wu Q., Chen G., Cheng S., i in. *Potential use of recycled concrete aggregate (RCA) for sustainable asphalt pavements of the future: a state-of-the-art review*. „Journal of Cleaner Production”, 2022; 344: 130893.
- [157] Han L., Zhang S., Zhang Z., Gao T. *Mechanical Analysis of Preventing Reflection Cracks Based on Stress Absorbing Layer*. „Advances in Civil Engineering”, 2022: e8016215.
- [158] Yang B., Liao W. D., Chen S. F., Wang B. G. *Numerical simulation analysis of stress-absorbing layer to relieve stress concentration in asphalt concrete overlay*. „Highway”, 2007; 11: 106–110.
- [159] Hao Z., Liu J., Chang J. *Study on the effect of HDPE stress absorbing layer in preventing reflective cracks*. *Transportation Soil Engineering in Cold Regions, Volume 1: Proceedings of TRANSOILCOLD 2019*. Springer Singapore, 2020.
- [160] Koba, H., & Szydło, A. *Warstwy absorbujące naprężenia (SAM i SAMI) na bazie asfaltu modyfikowanego gumą*. „Magazyn Autostrady”; 2011; (12), 14-17.
- [161] Zeng Z., Guo Y., Li P., Shen A., Zhai C. *Performance research of fiber-reinforced asphalt rubber as a stress-absorbing membrane interlayer*. „Journal of Adhesion Science and Technology”, 2021; 35 (19): 2047–63.
- [162] Sproule D., Filson T., Nunn D. *Stress Absorbing Membrane Interlayer (SAMI) Using the FiberMat(tm) Process*. In *2012 Conference And Exhibition Of The Transportation Association Of Canada-Transportation: Innovations And Opportunities*, 2012.
- [163] Aschuri I., Yamin A. *The Use of Stress Absorbed Membrane Interlayer (SAMI) to Reduce Reflection Crack on Road Pavement*. „Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies”, 2011.
- [164] Molenaar A. A. A., Heerkens J. C. P., Verhoeven J. H. M. *Effects of stress absorbing membrane interlayers*. “Association of Asphalt Paving Technologists Proc”, 1986; 55.
- [165] Mukhtar M.T., Dempsey B.J. *Interlayer Stress Absorbing Composite (ISAC) for Mitigating Reflection Cracking in Asphalt Concrete Overlays*. University of Illinois at Urbana-Champaign. Dept. of Civil Report No.: UILU-ENG-96-2006, 1996.
- [166] Vespa J.W. *An Evaluation of Interlayer Stress Absorbing Composite (ISAC) Reflective Crack Relief System; Final Report No. FHWA/IL/PRR 150*; Illinois Department of Transportation: Springfield, IL, USA, 2005.
- [167] Dempsey B. *Development and Performance of Interlayer Stress-Absorbing Composite in Asphalt Concrete Overlays*. „Transportation Research Record”, 2002; 1809: 175–83.
- [168] Vespa J. W. *An evaluation of interlayer stress absorbing composite (ISAC) reflective crack relief system* (No. FHWA/IL/PRR 150). Illinois Dept. of Transportation. Bureau of Materials and Physical Research, 2005.
- [169] Mieczkowski P. *Izolacje z pap asfaltowych na obiektach mostowych*. „IZOLACJE budownictwo/przemysł/ekologia”, 2010; 2: 16–18.

- [170] Charmot S, Romero P, Dunning M. *Forensic analysis of slippage cracking. Proceedings of the 84th TRB Annual Meeting*. Washington (DC), USA 2005.
- [171] Muslich S. *Assessment of bond between asphalt layers*. PhD Thesis, University of Nottingham, Nottingham, UK 2010.
- [172] Lytton R.L. *Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphalt concrete*. „Geotext Geomembr”, 1989; 8.
- [173] Sprague C.J., Allen S., Tribbett W. *Tensile properties of asphalt overlay geosynthetic reinforcement*. „Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board”, 1998; 1611.
- [174] Nithin S., Rajagopal K., Veeraragavan A. *Reflection cracking: a review on the potential of interlayer system with reference to natural fibres*. 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin, Germany 2014.
- [175] AIA Manual. *Interlayer guide*. Asphalt Institute Association, Lexington, Kentucky, USA 1999.
- [176] Holtz R., Christopher B.R., Berg R.R. *Geosynthetic design and construction guidelines*. Publication no. FHWA HI-95-038, National Highway Institute, Washington DC, USA 1998.
- [177] Satyakumar M., Loui T.T. *Study on influence of coir geotextile and Bitumen content on shear resistance of bituminous overlays*. „Int J Sci Eng Res”, 2013; 4.
- [178] Wang H. *a comparative study of fatigue performance to resist reflective cracking among three different stress-absorbing materials*. In *Applied Mechanics and Materials* “Trans Tech Publications”, 2013; 303: 2625-2635.
- [179] Wu J., Liang J., Adhikari S. *Dynamic response of concrete pavement structure with asphalt isolating layer under moving loads*. „Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)”, 2014; 22.
- [180] Sun Y., Yan T., Wu C., Sun X., Wang J., Yuan X. *Analysis of the Fatigue Crack Propagation Process of the Stress-Absorption Layer of Composite Pavement Based on Reliability*. „Applied Sciences”, 2018; 8 (11): 2093.
- [181] Li Z.Z., Chen S.F., Liao W.D., Yuan R.X. *Lab Simulation Study on Anti-Cracking Performance of Asphalt Concrete Overlays for Fatigue*. „Advanced Materials Research”, 2012; 510: 478–83.
- [182] Xu Y. li, Cheng P. feng, Xing Z. zhen. *High elasticity asphalt sand used in the intermediate layer of deck pavement*. „2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE)”, 2011; 414–6.
- [183] Tan Y.Q., Shi K.L., Li L., Chen G., Ji L. *Prevention of reflective cracks with high viscous asphalt stress absorbing layer*. „Journal of Harbin Institute of technology”, 2008; 40 (2): 241–245.
- [184] Nagórski R., Błażejowski K., Marczuk K. *Comparative analysis of strains and durability of asphalt pavement of perpetual and standard type*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2012; 11 (4): 311–27.
- [185] Graczyk M., Ferne B., de Larrard F., Gáspár L., Chenevière P., Wistuba M., i in. *Making Best Use of Long-Life Pavements in Europe Phase 2: a Guide to the use of Long-Life Semi-Rigid Pavements*, 2009.
- [186] Ferne B., Gorski M., Merrill D., Nunn M., van Dommelen A., Gaspar L., i in. (red.). *ELLPAG Phase 1: a Guide to the Use of Long-Life Fully- Flexible Pavements*, 2004.
- [187] Aziz Md.M. A. *a Brief Review on Crack Relief Layer (CRL) in Roads and Highways*. “Journal Teknologi”, 2016; 78(7-3).

- [188] Judycki J., Jaskuła P., Pszczoła M., Ryś D., Jaczewski M., Alenowicz J., i in. *New polish catalogue of typical flexible and semi-rigid pavements*. Jamroz K., Żukowska J. (red.), „MATEC Web of Conferences”, 2017; 122: 04002.
- [189] Zhang K., Zhang Z., Luo Y. *Material Composition Design and Anticracking Performance Evaluation of Asphalt Rubber Stress-Absorbing Membrane Interlayer (AR-SAMI)*. „Advances in Materials Science and Engineering”, 2018; 2018: e8560604.
- [190] Ogundipe O.M., Thom N., Collop A. *Investigation of crack resistance potential of stress absorbing membrane interlayers (SAMIs) under traffic loading*. „Construction and Building Materials”, 2013; 38: 658–66.
- [191] Banerji A., Topdar P., Kumar Datta A. *a review on the study of stress absorbing interlayer composite structures for retarding pavement distress*. In *2nd International Conference on Advances in Concrete, Structural&Geotechnical Engineering*, 2018.
- [192] Palacios C., Chehab G., Chaignon E., Thompson M. *Evaluation of fiber reinforced bituminous interlayers for pavement preservation*. In *Proceedings of 6th international RILEM conference, Chicago* (pp. 721-729) 2008;
- [193] Thom N., Chong T., Markham D. *Predicting the Performance of SAMI Systems*. In Chabot A., Buttlar W.G., Dave E.V., Petit C., Tebaldi G. (red.), *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements*. Springer Netherlands, Dordrecht 2016: 213–8.
- [194] Shafabakhsh G., Ahmadi S. *Reflective cracking reduction by a comparison between modifying asphalt overlay and sand asphalt interlayer: an experimental evaluation*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2019; 22: 1–9.
- [195] Baek J., Al-Qadi I.L. *Sand Mix Interlayer to Control Reflective Cracking in Hot-Mix Asphalt Overlay*. „Transportation Research Record”, 2011; 2227 (1): 53–60.
- [196] Bischoff D.L. *Evaluation of Strata® Reflective Crack Relief System: Final Report*. Wisconsin Department of Transportation, Division of Transportation Systems Development, Bureau of Technical Services, Materials Management Section, 2007.
- [197] Baghel R., Kasu S.R., Chandrappa A. *Effect of Dual and New Generation Wide Base Tire Assembly on Inverted Pavements*. „Journal of Road Engineering”, 2022; 2.
- [198] Cortes, D. D. *Inverted Base Pavements* (PhD thesis). Georgia Institute of Technology, Atlanta 2010.
- [199] Tian X. ge, Han H. feng, Li X. wei, Wu D., Wei D. *Inversion Effect of Asphalt Pavement with Two Courses of Semi-Rigid Base*. „Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)”, 2018; 12 (3): 22–7.
- [200] Mirzapour Mounes S., Karim M., Abdelaziz M., Khodaii A. *An overview on the use of geosynthetics in pavement structures*. „Scientific Research and Essays”, 2011; 6.
- [201] Hosseini H.R.A., Khodadadi-Darban A., Fakhri K. *The Effect of Geosynthetic Reinforcement on the Damage Propagation Rate of Asphalt Pavements*. „Scientia Iranica”, 2009; 16: 26–32.
- [202] Jiang, Y. J., Xue, H., Xue, H., Chen, Z. D. *Preventing cracks of asphalt pavement based on pre-cutting crack and paving geotextile at semi-rigid type base*. „Journal of Chang'an University (Natural Science Edition)”, 2006; 26(2): 6–9.
- [203] Qian, J., Chen, X., Zheng, Y., Fu, W. *MMLS3-Based research on anti-reflective cracking performance of geotextile*. „Journal of Tongji University (natural Science)”, 2018; 46(8): 1042-1048.
- [204] Zamora-Barraza D., Calzada-Pérez M.A., Castro-Fresno D., Vega-Zamanillo A. *Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone*. „Geotextiles and Geomembranes”, 2011; 29 (2): 130–6.

- [205] Carmichael III, R. F., Marienfeld, M. L. *Synthesis and literature review of nonwoven paving fabrics performance in overlays*. „Transportation Research Record”, 1999; 1687(1): 112-124.
- [206] Bush A.J., Brooks E.W. *Geosynthetic Materials in Reflective Crack Prevention*. (No. OR-RD-08-01). Oregon. Dept. of Transportation. Research Unit, 2007.
- [207] Gołos M. *Zastosowanie kompozytów w postaci monolitycznego rusztu i włókniny do zbrojenia warstw asfaltowych oraz ich wpływ na wzrost trwałości zmęczeniowej nawierzchni drogowych*. „Zeszyty Naukowo-Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji w Krakowie Seria: Materiały Konferencyjne”, 2020; nr.9
- [208] Penman, J., Hook, K. D. *The use of geogrids to retard reflective cracking on airport runways, taxiways and aprons. Pavement Cracking. Mechanisms, Modeling, Detection, Testing and Case Histories*, 2008: 713–720.
- [209] Halim, A. O., Haas, R., Phang, W. A. *Geogrid reinforcement of asphalt pavements and verification of elastic theory*. „Transportation Research Record”, 1983; (949).
- [210] Rowlett, R. D., Uffner, W. E. *The Use of an Asphalt Polymer/Glass Fiber Reinforcement System for Minimizing Reflection Cracks in Overlays and Reducing Excavation Before Overlaying*. ASTM International, 1985.
- [211] Zofka A., Maliszewski M., Maliszewska D. *Glass and carbon geogrid reinforcement of asphalt mixtures*. „Road Materials and Pavement Design”, 2017; 18 (sup1): 471–90.
- [212] Chang D.T.T., Ho N.H., Chang H.Y., Yeh H.S. *Laboratory and Case Study for Geogrid-Reinforced Flexible Pavement Overlay*. „Transportation Research Record”, 1687 (1): 125–30.
- [213] Tensar. *GlasGrid® Pavement Reinforcement System Overview Brochure*. Atlanta, Georgia, USA 2008.
- [214] Epps J.A., Monismith C.L., Warden W.B., Pell P.S., Kallas B.F., Terrell R.L., i in. *Influence of mixture variables on the flexural fatigue properties of asphalt concrete*. Association of Asphalt Paving Technologists Proc, 1969.
- [215] Safaei F., Castorena C., Kim Y.R. *Linking asphalt binder fatigue to asphalt mixture fatigue performance using viscoelastic continuum damage modeling*. „Mechanics of Time-Dependent Materials”, 2016; 20 (3): 299–323.
- [216] Wang D., Linbing W., Christian D., Zhou G. *Fatigue properties of asphalt materials at low in-service temperatures*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2013; 25 (9): 1220–7.
- [217] Bessa I.S., Vasconcelos K.L., Castelo Branco V.T.F., Bernucci L.L.B. *Fatigue resistance of asphalt binders and the correlation with asphalt mixture behaviour*. „Road Materials and Pavement Design”, 2019; 20 (sup2): S695–709.
- [218] Mackiewicz P. *Trwałość zmęczeniowa mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych w nawierzchniach drogowych*. Księgarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2021.
- [219] Błażejowski, K., Tabor, Z., Wójcik-Wisniewska, M., Zduńczyk, B., & Baranowska, W. *Warstwy przeciwspekaniowe z asfaltem wysokomodyfikowanym ORBITON HIMA*. 2020.
- [220] Bodin D., Soenen H., Roche C. *Temperature effects in binder fatigue and healing tests*. In *Eurasphalt & Eurobitume Congress, Vienna*; 2017; 82.
- [221] Mączka E., Mackiewicz P. *Asphalt mixtures and flexible pavement construction degradation considering different environmental factors*. „Applied Sciences”, 2022; 12 (23): 12068.

- [222] Hills J.F., Brien D. *The fracture of bitumens and asphalt mixes by temperature induced stresses*. „Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists”, 1966; 35: 292–309.
- [223] Błazejowski K., Złotowska M., Nagórski R., Tutka P. *The influence of highly modified asphalt binder on pavement fatigue life prediction – selected problems*. “Archives of Civil Engineering”, 2021; 67(4).
- [224] Błazejowski K., Olszacki J., Peciakowski H. *Poradnik asfaltowy*. ORLEN Asfalt sp. z o.o., Płock 2014.
- [225] Said S.F. *Fatigue characteristics of asphalt concrete mixtures*. Statens Väg-och Trafikinstitut., VTI meddelande 583A, 1988.
- [226] Bańkowski W. *Analysis of fatigue life of asphalt concretes considering different types of mixtures and binders*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2018; 17 (4): 253–70.
- [227] Tangella, S. R., Craus, J., Deacon, J. A., Monismith, C. L. *Summary report on fatigue response of asphalt mixtures* (No. SHRP-A-312), 1990.
- [228] Lesueur D., Lázaro Blázquez M., Andaluz Garcia D., Ruiz Rubio A. *On the impact of the filler on the complex modulus of asphalt mixtures*. „Road Materials and Pavement Design”, 2018; 19 (5): 1057–71.
- [229] Cheraghian G., Cannone Falchetto A., You Z., Chen S., Kim Y.S., Westerhoff J., i in. *Warm mix asphalt technology: An up to date review*. „Journal of Cleaner Production”, 2020; 268: 122128.
- [230] Sorociak W., Grzesik B., Bzówka J., Mieczkowski P. *Asphalt Concrete Produced from Rejuvenated Reclaimed Asphalt Pavement (RAP)*. „Archives of Civil Engineering”, 2020.
- [231] Jurczak R., Mieczkowski P., Merska O., Ratajczak M. *Effectiveness of a specific Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) rejuvenating agent*. „Roads and Bridges - Drogi i Mosty”, 2023.
- [232] Kareem Y.N.A., Chandra S. *Review of Studies on Fatigue Behavior of Bituminous Concrete*. „International Conference on Emerging Trends in Engineering and Technology”, 2012.
- [233] Arega Z.A., Bhasin A., De Kesel T. *Influence of extended aging on the properties of asphalt composites produced using hot and warm mix methods*. „Construction and Building Materials”, 2013; 44: 168–74.
- [234] Al-ammari M.A.S., Jakarni F.M., Muniandy R., Hassim S. *The effect of aggregate and compaction method on the physical properties of hot mix asphalt*. „IOP Conference Series: Materials Science and Engineering”. IOP Publishing 2019.
- [235] Haas, R. C. G., Phang, W. A. *Relationships between mix characteristics and low-temperature pavement cracking (with discussion)*. „Association of Asphalt Paving Technologists Proc”, 1988; Vol. 57.
- [236] Marasteanu M.O., Li X., Clyne T.R., Voller V., Timm D.H., Newcomb D. *Low Temperature Cracking of Asphalt Concrete Pavement*. Phase IV NCAT, 2004.
- [237] Marasteanu M.O., Dai S., Labuz J.F., Li X. *Determining the Low-Temperature Fracture Toughness of Asphalt Mixtures*. „Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board”, 2002; 1789 (1): 191–9.
- [238] Dong S., Zhong J., Hao P., Zhang W., Chen J., Lei Y., i in. *Mining multiple association rules in LTPP database: An analysis of asphalt pavement thermal cracking distress*. „Construction and Building Materials”, 2018; 191: 837–52.
- [239] Rys D., Jaczewski M., Pszczola M., Kamedulska A., Kamedulski B. *Factors affecting low-temperature cracking of asphalt pavements: analysis of field observations using*

- the ordered logistic model*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2022; 1–11.
- [240] Shi B., Dong Q., Chen X., Gu X., Wang X., Yan S. *a comprehensive review on the fatigue resistance of recycled asphalt materials: Influential factors, correlations and improvements*. „Construction and Building Materials”, 2023; 384: 131435.
- [241] Zeng H., Isacsson U. *Low Temperature Cracking of Bituminous Courses - State of the Art*. Royal Institute of Technology, Highway Engineering, Stockholm 1995.
- [242] Budziński B., Mieczkowski P. *Use of Tensile Creep Test (TCT) for evaluation of low temperature performance of bituminous mixtures used for bridge pavement*. „Archives of Civil Engineering”, 2022; 68: 679.
- [243] Büchner J., Wistuba M. *Analysis of low temperature relaxation properties of asphalt binder and asphalt mastic using a dynamic shear Rheometer*. „Eleventh International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Volume 2 1. wyd.”. CRC Press, London 2022.
- [244] Rys D., Jaczewski M., Pszczola M., Jaskula P., Bankowski W. *Effect of bitumen characteristics obtained according to EN and Superpave specifications on asphalt mixture performance in low-temperature laboratory tests*. „Construction and Building Materials”, 2020; 231: 117156.
- [245] Li X.J., Marasteanu M.O. *Using Semi Circular Bending Test to Evaluate Low Temperature Fracture Resistance for Asphalt Concrete*. „Experimental Mechanics”, 2010; 50 (7): 867–76.
- [246] Isacsson U., Zeng H. *Cracking of asphalt at low temperature as related to bitumen rheology*. „Journal of Materials Science”, 1998; 33 (8): 2165–70.
- [247] Babadopoulos L.F. de A.L., Soares J.B., Ferreira J.L.S., Do Nascimento L.A.H. *Evaluation of Fatigue Behavior of Aged Asphalt Mixtures Using the Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model*. In Chabot A., Buttlar W.G., Dave E.V., Petit C., Tebaldi G. (red.), „8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements”. Springer Netherlands, Dordrecht 2016: 9–15. [RILEM Bookseries].
- [248] López-Montero T., Miró R., Pérez-Jiménez F. *Effect of Ageing and Water Action on the Cracking Resistance of Asphalt Mixtures*. In Chabot A., Buttlar W.G., Dave E.V., Petit C., Tebaldi G. (red.), *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements*. Springer Netherlands, Dordrecht 2016: 89–95. [RILEM Bookseries].
- [249] Pszczola M., Judycki J. *Evaluation of Thermal Stresses in Asphalt Layers Incomparision with TSRST Test Results*. In Scarpas A., Kringos N., Al-Qadi I., A.L. (red.), *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*. Springer Netherlands, Dordrecht 2012.
- [250] Isacsson U., Zeng H. *Relationships between bitumen chemistry and low temperature behaviour of asphalt*. „Construction and Building Materials”, 1997; 11 (2): 83–91.
- [251] Gawel I., Kalabińska M., Piłat J. *Asfalty drogowe*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2014.
- [252] Wang T., Xiao F., Amirkhanian S., Huang W., Zheng M. *a review on low temperature performances of rubberized asphalt materials*. „Construction and Building Materials”, 2017; 145: 483–505.
- [253] Artamendi I., Allen B., Phillips P. *Low Temperature Cracking Properties of Asphalt Mixtures Containing Rubber Bitumen Pellets*. In Chabot A., Buttlar W.G., Dave E.V., Petit C., Tebaldi G. (red.), *8th RILEM International Conference on Mechanisms of*

- Cracking and Debonding in Pavements*. Springer Netherlands, Dordrecht 2016: 171–6. [RILEM Bookseries].
- [254] Karimi H.R., Aliha M.R.M., Khedri E., Mousavi A., Salehi S.M., Haghighatpour P.J., i in. *Strength and cracking resistance of concrete containing different percentages and sizes of recycled tire rubber granules*. „Journal of Building Engineering”, 2023; 67: 106033.
- [255] Alfayez S.A., Suleiman A.R., Nehdi M.L. *Recycling Tire Rubber in Asphalt Pavements: State of the Art*. „Sustainability”, 2020; 12 (21): 9076.
- [256] Liu J.H. *Low Temperature Cracking Evaluation of Asphalt Rubber Mixtures Using Semi-Circular Bending Test*. „Advanced Materials Research”, 2011; 243–249: 4201–6.
- [257] Becker Y., Méndez M., Rodríguez Y. *Polymer modified asphalt*. „Vision Tecnologica”, 2000; 9.
- [258] Roy S.D., Hesp S.A.M. *Low-Temperature Binder Specification Development: Thermal Stress Restrained Specimen Testing of Asphalt Binders and Mixtures*. „Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board”, 2001; 1766 (1): 7–14.
- [259] Lu X., Isacsson U., Ekblad J. *Influence of polymer modification on low temperature behaviour of bituminous binders and mixtures*. „Materials and Structures”, 2003; 36: 652–6.
- [260] Hesp S., Terlouw T., Vonk W. *Low temperature performance of SBS-modified asphalt mixes*. „Asphalt Paving Technology”, 2000, 69: 540-573.
- [261] Lin P., Huang W., Li Y., Tang N., Xiao F. *Investigation of influence factors on low temperature properties of SBS modified asphalt*. „Construction and Building Materials”, 2017; 154: 609–22.
- [262] Hu C., Mai Y., Cannone Falchetto A., Tartari E. *Experimental Investigation on the Use of Selenice Natural Bitumen as an Additive for Pavement Materials*. „Materials”, 2021; 14 (4): 1023.
- [263] Yan K., Li Y., Long Z., You L., Wang M., Zhang M., i in. *Mechanical behaviors of asphalt mixtures modified with European rock bitumen and waste cooking oil*. „Construction and Building Materials”, 2022; 319: 125909.
- [264] Słowik M., Bilski M. *An experimental study of the impact of aging on Gilsonite and Trinidad Epuré modified asphalt binders properties*. „The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering”, 2017; 12 (2): 71–81.
- [265] Ye H., Wang X., Fang N., Su Z. *Low-Temperature Performance and Evaluation Index of Gussasphalt for Steel Bridge Decks*. „Advances in Materials Science and Engineering”, 2019; 2019: 1–11.
- [266] Chomicz-Kowalska A. *Laboratory testing of low temperature asphalt concrete produced in foamed bitumen technology with fiber reinforcement*. „Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences”, 2017; 65 (6): 779–790.
- [267] Chomicz-Kowalska A. *a Study of Adhesion in Foamed WMA Binder-Aggregate Systems Using Boiling Water Stripping Tests*. „Materials”, 2021; 14 (21): 6248.
- [268] Pszczola M., Szydłowski C. *Influence of Bitumen Type and Asphalt Mixture Composition on Low-Temperature Strength Properties According to Various Test Methods*. „Materials”, 2018; 11 (11): 2118.
- [269] Aliha M.R.M., Behbahan H., Fazaali H., Rezaifar M. *Experimental study on mode I fracture toughness of different asphalt mixtures*. „Scientia Iranica Transaction a Civil Engineering”, 2015; 22: 120–30.

- [270] Teltayev B.B., Rossi C.O., Izmailova G.G., Amirbayev E.D., Elshibayev A.O. *Evaluating the effect of asphalt binder modification on the low-temperature cracking resistance of hot mix asphalt*. „Case Studies in Construction Materials”, 2019; 11: e00238.
- [271] Li X., Braham A.F., Marasteanu M.O., Buttlar W.G., Williams R.C. *Effect of Factors Affecting Fracture Energy of Asphalt Concrete at Low Temperature*. „Road Materials and Pavement Design”, 2008; 9 (sup1): 397–416.
- [272] Kim K.W., El Hussein M. *Variation of fracture toughness of asphalt concrete under low temperatures*. „Construction and Building Materials”, 1997; 11 (7): 403–11.
- [273] Wang F., Xiao Y., Cui P., Ma T., Kuang D. *Effect of aggregate morphologies and compaction methods on the skeleton structures in asphalt mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2020; 263: 120220.
- [274] Di Benedetto H., Partl M.N., Francken L., De La Roche Saint André C. *Stiffness testing for bituminous mixtures*. „Materials and Structures”, 2001; 34 (2): 66–70.
- [275] Ma H., Zhou C., Feng D., Sun L. *Influence of Fine Aggregate Content on Low-Temperature Cracking of Asphalt Pavements*. „Journal of Testing and Evaluation”, 2017; 45 (3): 20150240.
- [276] Tang J., Fu Y., Ma T., Zheng B., Zhang Y., Huang X. *Investigation on low-temperature cracking characteristics of asphalt mixtures: a virtual thermal stress restrained specimen test approach*. „Construction and Building Materials”, 2022; 347: 128541.
- [277] Pirmohammad S., Ayatollahi M.R. *Asphalt concrete resistance against fracture at low temperatures under different modes of loading*. „Cold Regions Science and Technology”, 2015; 110: 149–59.
- [278] Tabasi E., Zarei M., Mobasheri Z., Naseri A., Ghafourian H., Worya Khordehbinan M. *Pre- and post-cracking behavior of asphalt mixtures under modes I and III at low and intermediate temperatures*. „Theoretical and Applied Fracture Mechanics”, 2023; 124: 103826.
- [279] Tasdemir Y., Agar E. *Investigation of the low temperature performances of polymer and fiber modified asphalt mixtures*. „Indian Journal of Engineering and Materials Sciences”, 2007; 14.
- [280] Jaskuła P., Stienss M., Szydłowski C. *Effect of Polymer Fibres Reinforcement on Selected Properties of Asphalt Mixtures*. „Procedia Engineering”, 2017; 172: 441–8.
- [281] Aliha M.R.M., Razmi A., Mansourian A. *The influence of natural and synthetic fibers on low temperature mixed mode I+II fracture behavior of warm mix asphalt (WMA) materials*. „Engineering Fracture Mechanics”, 2017; 182: 322–36.
- [282] Behnia B., Askarinejad P., LaRussa-Trott N. *Investigating Low-Temperature Cracking Behavior of Fiber-Reinforced Asphalt Concrete Materials*. „International Journal of Pavement Research and Technology”, 2023.
- [283] Pirmohammad S., Majd Shokorlou Y., Amani B. *Influence of natural fibers (kenaf and goat wool) on mixed mode I/II fracture strength of asphalt mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2020; 239: 117850.
- [284] Pedraza A., Di Benedetto H., Sauzéat C., Pouget S. *Properties at Low Temperatures of Asphalt Mixes Containing High Content of Multi-recycled RAP*. „Journal of Testing and Evaluation”, 2022; 50 (2): 20210209.
- [285] Yang T., Jia Y., Pan Y., Zhao Y. *Evaluation of the Low-Temperature Cracking Performance of Recycled Asphalt Mixture: a Development of Equivalent Fracture Temperature*. „Buildings”, 2022; 12 (9): 1366.

- [286] Mensching D., Sias J., Bennert T., Medeiros M., Jr, Elwardany M., i in. *Low Temperature Properties of Plant-Produced RAP Mixtures in the Northeast*. „Road Materials and Pavement Design”, 2014; 15.
- [287] Jaczewski M., Dolzycki B., Alenowicz J., Jaskula P. *Impact of reclaimed asphalt pavement (RAP) on low-temperature properties of asphalt concrete*. „Drogi i Mosty”, 2019; 18: 303–15.
- [288] Islam M.R., Mannan U.A., Rahman A.A., Tarefder R.A. *Effects of Reclaimed Asphalt Pavement on Hot-mix Asphalt*. „Advances in Civil Engineering Materials”, 2014; 3 (1): 20140002.
- [289] Tran N., Taylor A., Turner P., Holmes C., Porot L. *Effect of rejuvenator on performance characteristics of high RAP mixture*. „Road Materials and Pavement Design”, 2017; 18 (sup1): 183–208.
- [290] Zaumanis M., Mallick R.B., Poulikakos L., Frank R. *Influence of six rejuvenators on the performance properties of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) binder and 100% recycled asphalt mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2014; 71: 538–50.
- [291] Shen J., Amirkhanian S., Tang B. *Effects of rejuvenator on performance-based properties of rejuvenated asphalt binder and mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2007; 21 (5): 958–64.
- [292] Akbari M., Shahryari E., Hamedipour A.M., Shafabakhsh G. *Laboratory Investigation on the Rutting and Fracture Resistance of Hot-Mix Asphalt Containing Nanographene Oxide*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2023; 35 (3): 04022483.
- [293] Ghalandari Shamami K., Effati M., Mirabdolazimi S.M. *Evaluation of the Effects of Graphene-Nanoplatelets on the Rutting, Fatigue Performance, and Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt*. „International Journal of Pavement Research and Technology”, 2023.
- [294] Neto V.F. de S., Lucena L.C. de F.L., de Barros A.G., Lucena A.E. de F.L., Filho P.G.T.M. *Rheological evaluation of asphalt binder modified with zinc oxide nanoparticles*. „Case Studies in Construction Materials”, 2022; 17: e01224.
- [295] Ren J., Sun L. *Characterizing air void effect on fracture of asphalt concrete at low-temperature using discrete element method*. „Engineering Fracture Mechanics”, 2017; 170: 23–43.
- [296] Ma T., Zhang Y., Wang H., Huang X., Zhao Y. *Influences by Air Voids on the Low-Temperature Cracking Property of Dense-Graded Asphalt Concrete Based on Micromechanical Modeling*. „Advances in Materials Science and Engineering”, 2016; 2016: 1–10.
- [297] Aliha M.R.M., Fazaeli H., Aghajani S., Moghadas Nejad F. *Effect of temperature and air void on mixed mode fracture toughness of modified asphalt mixtures*. „Construction and Building Materials”, 2015; 95: 545–55.
- [298] Malek M., Keymanesh M. *Impact of thickness, void content, temperature and loading rate on tensile fracture toughness and work of fracture of asphalt mixtures- An experimental study using the SCB test*. „Engineering Solid Mechanics”, 2023; 11: 163–74.
- [299] Blab R. *Performance-Based Asphalt Mix and Pavement Design*. „Romanian Journal of Transport Infrastructure”, 2013; 2 (1): 21–38.
- [300] Hribar D., Tušar M. *Properties of asphalt concrete at low temperatures*. „Građevinar”, 2012; 64 (10): 825–31.
- [301] Miró R., Martínez A., Pérez-Jiménez F., Botella R. *Effect of Bitumen Type and Content on the Cracking Resistance of Asphalt Mixtures at Different Temperatures*. In Chabot

- A., Buttlar W.G., Dave E.V., Petit C., Tebaldi G. (red.), *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements*. Springer Netherlands, Dordrecht 2016 [cytowane: 10 lipiec 2023]: 283–9. [RILEM Bookseries; t. 13].
- [302] Budziński B., Mieczkowski P., Słowik M., Mielczarek M., Bilski M., Fornalczyk S. *Assessment of the low-temperature performance of asphalt mixtures for bridge pavement*. „Road Materials and Pavement Design”, 2023; 1–15.
- [303] Rasouli R., Khavandi Khiavi A. *Effect of mastic specifications on the fatigue and low-temperature performance of hot mix asphalt*. „International Journal of Pavement Engineering”, 2023; 24 (1): 2215899.
- [304] Judycki J., i in. *Badania mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze otaczania: Raport końcowy*. Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Inżynierii Drogowej, Gdańsk 2011.
- [305] Budziński B., Mieczkowski P., Sarnowski M. *Doświadczenia w zastosowaniu technologii SMA-MA*. „Nawierzchnie mostowe”, 2016;
- [306] Budziński B., Mieczkowski P. *Application of Innovative SMA-MA Mixtures on Bridges*. „Applied Sciences”, 2020; 10 (19): 6958.
- [307] Radziszewski P., Sarnowski M., Piłat J., Mieczkowski P., Kowalski K., Król J. *Innovative SMA-MA mixture for bridge asphalt pavement*. In *6 th Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Praga 2016: 1-8.
- [308] Wójcik-Wisniewska M., Ostrowski P., Merska O., Budziński B. *Nawierzchnie na obiektach mostowych*. „Drogi Publiczne”, 2021; 2.
- [309] Pokorski P., Radziszewski P., Sarnowski M. *Odporność na deformacje trwałe asfaltowych nawierzchni mostowych*. „Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture”, 2016; nr 33.
- [310] Radziszewski P., Piłat J., Sarnowski M., Kowalski K., Król J., Pokorski P., Liphardt A. *Raport z pracy badawczej dla Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie – Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni obiektów mostowych*. Politechnika Warszawska, Warszawa 2013.
- [311] Majer S., Sołowczuk A., Stefańczyk B. *Przyczyny awarii i technologia wymiany nawierzchni na Moście Cłowym w Szczecinie*. „Mosty w Infrastruktura Polski”, 1999; nr 2: 519–26.
- [312] Mieczkowski P. *Mastyks grysowy (SMA) jako warstwa izolacyjna pod nawierzchnie bitumiczne na obiektach inżynierskich / Splittmastix as an insulation for roads' pavements on an engineering objects*. In *VI Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe”*, 2000: 155–61.
- [313] Findley W.N., Lai J.S., Onaran K. *Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic materials, with an introduction to linear viscoelasticity*. „Applied Mathematics and Mechanics”, 1976; 18: 524-524.
- [314] Nagórski R. *Mechanika nawierzchni drogowych w zarysie*. PWN, Warszawa 2014.
- [315] WT-1:2014 *Kruszywa do mieszanek mineralno-asfaltowych i powierzchniowych utrwaleń na drogach krajowych*. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad 2014.
- [316] *Materiały udostępnione przez Pavetest*.
- [317] Pszczoła M., Szydlowski C., Jaczewski M. *Influence of cooling rate and additives on low-temperature properties of asphalt mixtures in the TSRST*. „Construction and Building Materials”, 2019; 204: 399–409.

- [318] Han D., Xia X., Liu G., Xi Y., Zhao Y. *Improved parameter acquisition of generalized Maxwell model in asphalt mixtures by continuous relaxation spectrum*. „Construction and Building Materials”, 2023; 408: 133775.
- [319] Liu S., Cao W., Shang S., Qi H., Fang J. *Analysis and application of relationships between low-temperature rheological performance parameters of asphalt binders*. „Construction and Building Materials”, 2010; 24 (4): 471–8.
- [320] Pszczoła M., Judycki J. *Badania mieszanek mineralno-asfaltowych w niskiej temperaturze*. „Drogownictwo”, 2013; 3.
- [321] Jaskula P., Szydłowski C., Stienss M. *Influence of bitumen type on cracking resistance of asphalt mixtures used in pavement overlays*. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2018; 356 (1): 012010. IOP Publishing.
- [322] Garcia V., Miramontes A., Garibay J., Abdallah I., Nazarian S. *Improved overlay tester for fatigue cracking resistance of asphalt mixtures*. No. TxDOT 0-6815-1, 2017.
- [323] Polaczyk P., Huang B., Shu X., Gong H. *Investigation into Locking Point of Asphalt Mixtures Utilizing Superpave and Marshall Compactors*. „Journal of Materials in Civil Engineering”, 2019; 31 (9): 04019188.
- [324] Mahmoud A.F.F., Bahia H. *Using gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures*. Wisconsin Highway Research Program 2004.
- [325] Domański C., Pruska K. *Polskie Nieklasyczne metody statystyczne*. Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2000.
- [326] Mohd Razali N., Yap B. *Power Comparisons of Shapiro-Wilk, Kolmogorov-Smirnov, Lilliefors and Anderson-Darling Tests*. „J Stat Model Analytics”, 2011; 2.
- [327] Greń J. *Statystyka matematyczna. Modele i zadania*. PWN, Warszawa 1978.
- [328] King B.M., Minium E.W., Zakrzewska M., Brzeziński J. *Statystyka dla psychologów i pedagogów*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2020.
- [329] Rabiej M. *Statystyka z programem Statistica: wydaje ci się, że statystyka jest trudna? - z programem Statistica na pewno nie!* Helion, Gliwice 2012: 344.
- [330] StatSoft. *Elektroniczny Podręcznik Statystyki PL*, 2006.
- [331] Siwowski T., Szydło A., Mieczkowski P., Bichajło L., Budziński B., Kołodziej K., Rajchel M. *WR-M-61 Katalog typowych konstrukcji nawierzchni jezdni na drogowych obiektach mostowych i w tunelach*. Ministerstwo Infrastruktury, 2016.

8. SPIS NORM

- N1. PN-EN 14188-1:2010 „Wypełniacze szczelin i zalewy drogowe. Część 1: Wymagania wobec zalew drogowych na gorąco”.
- N2. PN-EN 12591:2010 Asfalty i lepiszcza asfaltowe - Wymagania dla asfaltów drogowych.
- N3. PN-EN 12697-5:2019-01 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 5: Oznaczanie gęstości.
- N4. PN-EN-12697-31: Mieszanki mineralno asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno – asfaltowych na gorąco –Próbki zagęszczane w prasie żyratorowej.
- N5. Tex-248-F Texas Overlay Test.
- N6. PN-EN 1426:2015-08 Asfalty i lepiszcza asfaltowe -- Oznaczanie penetracji igłą.
- N7. PN-EN 1427:2015-08 Asfalty i lepiszcza asfaltowe -- Oznaczanie temperatury mięknięcia -- Metoda Pierścienia i Kula.
- N8. PN-EN 12697-18:2017-07 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań-- Część 18: Spływność lepiszcza.
- N9. PN-EN 12697-6:2020-07 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 6:Oznaczanie gęstości objętościowej próbek mieszanki mineralno-asfaltowej.
- N10. PN-EN 12697-8:2019-01 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 8: Oznaczanie zawartości wolnej przestrzeni próbek mineralno-asfaltowych.
- N11. PN-EN 12697-24 – Mieszanki mineralno-asfaltowe — Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco — Część 24: Odporność na zmęczenie.
- N12. PN-EN 12697-33:2019-03 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metoda badań -- Część 33: Przygotowanie próbek zagęszczanych urządzeniem wałującym.
- N13. PN-EN 12697-30:2019-01 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 30: Przygotowanie próbek zagęszczonych przez ubijanie.
- N14. PN-EN 12697-26:2012. Mieszanki mineralno-asfaltowe - Metody badania mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 26: Sztywność.
- N15. PN-EN 12697-12:2018-08 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 12: Określanie wrażliwości na wodę próbek mineralno-asfaltowych.
- N16. PN-EN 13398:2017-12 Asfalty i lepiszcza asfaltowe -- Oznaczanie nawrotu sprężystego asfaltów modyfikowanych.
- N17. PN-EN 14023:2011/Ap2:2020-02 Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Zasady klasyfikacji asfaltów modyfikowanych polimerami.

- N18. PN-EN 12697-27:2002 Mieszanki asfaltowe -- Metody badania mieszanek mineralno-bitumicznych na gorąco -- Część 27: Pobieranie próbek.
- N19. PN-EN 12697-46:2012 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań – Część 46: Pękanie niskotemperaturowe i właściwości w badaniach osiowego rozciągania.
- N20. PN-EN 12697-22:2020-07 Mieszanki mineralno-asfaltowe -- Metody badań -- Część 22: Koleinowanie.

9. SPIS RYSUNKÓW

Rys. 2-1. Zestawienie czynników wpływających na trwałość nawierzchni drogowej..	24
Rys. 2-2. Schemat uszkodzeń nawierzchni asfaltowej z uwzględnieniem miejsca ich występowania [40].....	28
Rys. 2-3. a) schemat deformacji strukturalnej, b) widok deformacji w nawierzchni	29
Rys. 2-4. a) schemat deformacji lepkoplastycznej, b) widok deformacji w nawierzchni	30
Rys. 2-5. Różne formy pęknięć	31
Rys. 2-6. Schemat niszczenia nawierzchni podatnych	32
Rys. 2-7. Widok spękania siatkowego	33
Rys. 2-8. Przykład spękania „góra-dół” (ang. top-down).....	34
Rys. 2-9. a) mechanizm powstawania spękań siatkowych, b) widok spękania top-down	35
Rys. 2-10. Przykład pojedynczego spękania niskotemperaturowego.....	36
Rys. 2-11. Niskotemperaturowe spękania zmęczeniowe (źródło: tensar.pl)	37
Rys. 2-12. Nawierzchnie długowieczne z warstwami o dużej sztywności.....	41
Rys. 2-13. Koncepcja nawierzchni długowiecznej z warstwą AF [105]	43
Rys. 2-14. Schemat układu warstw asfaltowych z zastosowaniem warstwy przeciwnięczeniowej AF [106]	46
Rys. 2-15. Porównanie przekrojów drogi S8 dla nawierzchni tradycyjnej i długowiecznej [147]	46
Rys. 2-16. Koncepcja nawierzchni długowiecznej typu FullSMA [Lotos/TPA].....	48
Rys. 2-17. Schemat propagacji spękania w nawierzchniach z i bez warstwy AF	51
Rys. 2-18. Schemat konstrukcji nawierzchni z membraną SAMI.....	53
Rys. 2-19. Warstwa hydroizolacyjna z metakrylanu metylu zabezpieczona warstwą z mieszanki SMA-MA, [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]	75
Rys. 2-20. Wbudowanie warstwy SMA-MA [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]	75
Rys. 2-21. Zagęszczanie warstwy SMA-MA [fot. P. Adamczyk, Eurovia Polska]	76
Rys. 2-22. Model Kelvina-Voigta (równoległe połączenie sprężyny i tłumika)	78
Rys. 2-23. Model Maxwella (szeregowe połączenie sprężyny i tłumika).....	79
Rys. 2-24. Model Maxwella w teście relaksacji	80
Rys. 2-25. Schemat materiału lepkosprężystego Burgersa.....	80
Rys. 2-26. Próba pełzania z odciążeniem ciała Burgersa	81

Rys. 3-1. Zdjęcia mikroskopowe asfaltu modyfikowanego i wysokomodyfikowanego, wg PN-EN 13632 [124]	86
Rys. 3-2. Przekrój przez mieszankę AC AF 50/70.....	90
Rys. 3-3. Krzywa uziarnienia mieszanki typu betonowego	92
Rys. 3-4. Przekrój przez mieszankę SMA-MA PMB 65/105-80	93
Rys. 3-5. Krzywa uziarnienia mieszanki typu SMA-MA	94
Rys. 3-6. Krzywe uziarnienia mieszanek SMA-MA 8 i AC AF 8	95
Rys. 3-7. Wytwórnia mieszanek mineralno-asfaltowych Ammann 240 (źródło: Eurovia Polska S.A.)	96
Rys. 3-8. Zagęszczarka płytowa (źródło: Eurovia Polska S.A.)	97
Rys. 3-9. Widok zagęszczonej płyty i podział na próbki analityczne	98
Rys. 3-10. Próbką badawczą w aparacie montażowym	99
Rys. 3-11. Stanowisko badawcze DST-30	100
Rys. 3-12. Schemat aparatury pomiarowej (autor: B. Budziński)	101
Rys. 3-13. Zniszczenie próbki w badaniu TSRST	102
Rys. 3-14. Warunki badania TSRST (N14).....	103
Rys. 3-15. Warunki badania UTST (N14).....	103
Rys. 3-16. Warunki badania RT (N14).....	104
Rys. 3-17. Warunki badania TCT (N14)	105
Rys. 3-18. Badanie modułu sztywności IT-CY	106
Rys. 3-19. Sposób obciążania próbki w badaniu 4PB-PR	107
Rys. 3-20. Badanie odporności na zmęczenie 4PB-PR	108
Rys. 3-21. Schemat cięcia próbek zgodnie z normą Tex-248-F (N18).....	108
Rys. 3-22. Widok próbki do badania TxOT	109
Rys. 3-23. Montaż próbek do płyt.....	109
Rys. 3-24. Montaż płyt w maszynie wytrzymałościowej	110
Rys. 3-25. Sposób wyznaczania krytycznej energii pęknięcia [321].....	111
Rys. 3-26. Obliczanie wskaźnika odporności na pękanie oraz propagacji spękania ...	112
Rys. 3-27. Wykres interakcji dla odporności mieszanek na spękania odbite [322]	112
Rys. 3-28. Schemat zagęszczania mieszanki mineralno-asfaltowej w prasie żyrotorowej	113
Rys. 3-29. Widok zagęszczonych próbek w prasie żyrotorowej a) AC AF 50/70; b) SMA-MA PMB 65/105-80	114

Rys. 3-30. Wykres krzywej zagęszczania AC AF 8 50/70 z oznaczonym LP 2-2-3 = 21	115
Rys. 3-31. Graficzne przedstawienie punktu blokowego [323]	115
Rys. 3-32. Graficzne przedstawienie metodyki wyznaczania CDI	117
Rys. 4-1. Przykładowy wykres uzyskany w badaniu TSRST	126
Rys. 4-2. Wykres wartości średnich naprężeń od temperatury uzyskane w teście TSRST	127
Rys. 4-3. Rozkłady temperatur w podziale o rodzaju lepiszcza wraz z raportowaniem testu statystycznego badającego istotność różnic międzygrupowych	136
Rys. 4-4. Rozkłady naprężeń rozciągających w podziale o rodzaju lepiszcza wraz z raportowaniem testu statystycznego badającego istotność różnic międzygrupowych	137
Rys. 4-5. Przykładowy przebieg czasowy w badaniu RT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80 w temperaturze -15°C	151
Rys. 4-6. Zestawienie średnich czasów relaksacji mieszanek dla T= -10°C, -15°C, -20°C	153
Rys. 4-7. Zależność czasu relaksacji od temperatury w badaniu RT dla AC AF 8 50/70	154
Rys. 4-8. Zależność logarytmu czasu relaksacji od temperatury oznaczenia (dopasowanie do funkcji wykładniczej)	155
Rys. 4-9. Warunki badania TCT dla SMA-MA 8 50/70 w temperaturze -10°C	159
Rys. 4-10. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -10°C	160
Rys. 4-11. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -15°C	160
Rys. 4-12. Wykres zmiany odkształcenia w czasie w teście TCT w -20°C	161
Rys. 4-13. Porównanie pełzania dla mieszanki SMA-MA PmB 65/105-80 w różnych temperaturach	161
Rys. 4-14. Zestawienie średnich czasów relaksacji mieszanek w badaniu TCT dla T= -10°C, -15°C, -20°C	169
Rys. 4-15. Zależność pośredniego czasu relaksacji od temperatury w badaniu TCT dla	170
Rys. 4-16. Zależność logarytmu pośredniego czasu relaksacji od temperatury oznaczenia (dopasowanie do funkcji wykładniczej)	171
Rys. 4-17. Zależność czasów relaksacji uzyskanych w testach TCT i RT, w układzie log-log	175

Rys. 4-18. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -10°C.....	176
Rys. 4-19. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -15°C.....	176
Rys. 4-20. Zestawienie średnich czasów relaksacji z metody TCT i RT dla -20°C.....	177
Rys. 4-21. Wykres Blanda-Altmana do porównania czasu relaksacji mieszanki asfaltowej oszacowanego z zastosowaniem testów RT, TCT	178
Rys. 4-22. Zestawienie wyników badań modułu sztywności IT-CY	188
Rys. 4-23. Porównanie średnich modułów sztywności IT-CY w poszczególnych temp. badawczych.....	188
Rys. 4-24. Zestawienie wyników badań modułu sztywności 4PB-PR	195
Rys. 4-25. Porównanie średnich modułów sztywności 4PB-PR w poszczególnych częstotliwościach	195
Rys. 4-26. Wykres zależności modułów sztywności wyznaczonych w teście IT-CY i 4PB-PR dla warunków badania 10°C i 8 Hz.	200
Rys. 4-27. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek AC AF i SMA-MA.....	203
Rys. 4-28. Procentowy spadek obciążenia.....	206
Rys. 4-29. Wykres sił obciążających dla badanych mieszanek w teście TxOT	207
Rys. 4-30. Interpretacja graficzna wskaźnika odporności na pękanie	207
Rys. 4-31. Rozkład ilości wolnych przestrzeni w czasie (jeden cykl = 2s) dla poszczególnych typów mieszanek przy T=160°C i c=600kPa	210
Rys. 4-32. Zestawienie punktów blokowania i P98 dla mieszanek mineralno-asfaltowych w T = 130°C	214
Rys. 4-33. Zestawienie punktów blokowania i P98 dla mieszanek mineralno-asfaltowych w T = 160°C	214
Rys. 4-34. Graficzne przedstawienie metodyki wyznaczania CDI.....	216
Rys. 4-35. Przewidywane wartości ilości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa	219
Rys. 4-36. Przewidywane wartości ilości wolnych przestrzeni w zależności od typu mieszanki asfaltowej przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa	221
Rys. 5-1. Spękania nawierzchni (warstwy wiążącej) na drodze wojewódzkiej nr 265	225
Rys. 5-2. Otwór w konstrukcji z widocznym spękaniami odbitym inicjowanym w warstwie podbudowy pomocniczej z mieszanki stabilizowanej cementem C _{3/4}	226
Rys. 5-3. Przykładowe próbki z warstwy stabilizacji C _{3/4} , które uległy rozpadowi podczas wiercenia	228

Rys. 5-4. Próbkki z warstwy stabilizacji C _{3/4} o zróżnicowanej strukturze (próbka 2.2 SL – km 2+000, próbka 4.2 SL – km 2+525, próbka 5.1 SP – km 2+800).....	228
Rys. 5-5. Wygląd próbek z warstwy stabilizacji C _{3/4} i MCE z km 1+617 i km 3+280 (ze strony lewej)	229
Rys. 5-6. Wytrzymałość na ściskanie próbek z warstwy stabilizacji C _{3/4} z wartościami granicznymi – strona lewa.....	230
Rys. 5-7. Wytrzymałość na ściskanie próbek z warstwy stabilizacji C _{3/4} z wartościami granicznymi – strona prawa.....	230
Rys. 5-8. Moduł sztywności IT-CY próbek z warstwy MCE z wartościami granicznymi – strona lewa.....	231
Rys. 5-9. Moduł sztywności IT-CY próbek z warstwy MCE z wartościami granicznymi – strona prawa.....	231
Rys. 5-10. Sfrezowana powierzchnia	234
Rys. 5-11. Wypełnienie szczelin zalewą.....	234
Rys. 5-12. Skropienie nawierzchni	235
Rys. 5-13. Stanowisko do czyszczenia kół.....	236
Rys. 5-14. Rozkładanie mma.....	236
Rys. 5-15. Temperatura wbudowania mma	236
Rys. 5-16. Zagęszczanie mma	236
Rys. 5-17. Warstwa przeciwspekaniowa	237
Rys. 5-18. Tekstura warstwy.....	237
Rys. 5-19. Przegląd stanu nawierzchni drogi DW 265 z warstwą AC AF po 4 latach eksploatacji	239

10. SPIS TABEL

Tab. 2-1. Klasyfikacja uszkodzeń nawierzchni asfaltowych [40].....	28
Tab. 2-2. Zestawienie rozwiązań materiałowych do warstw przeciwspekaniowych.....	58
Tab. 2-3. Zestawienie czynników wpływających na trwałość zmęczeniową mma	65
Tab. 2-4. Zestawienie czynników wpływających na parametry niskotemperaturowe mma.....	68
Tab. 2-5. Właściwości mieszanki SMA-MA dla warstwy ochronnej dla KR1-KR6 [310].....	73
Tab. 3-1. Zestawienie kruszyw do mieszanki mineralnej	84
Tab. 3-2. Analizy sitowe kruszyw	85
Tab. 3-3. Podstawowe właściwości lepiszcz asfaltowych	87
Tab. 3-4. Zestawienie zaprojektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych.....	89
Tab. 3-5. Wybrane parametry mieszanek typu betonowego	91
Tab. 3-6. Wybrane parametry mieszanek typu SMA-MA	93
Tab. 3-7. Podstawowe informacje o mma.....	95
Tab. 3-8. Parametry produkcji mma	96
Tab. 3-9. Dokładność wymiarów próbek prostopadłościennych	98
Tab. 3-10. Odczyt punktu blokowego dla SMA MA 8 PMB 65/105-80	116
Tab. 3-11. Zestawienie przeprowadzonych badań zaawansowanych	118
Tab. 4-1. Wartość temperatury i maksymalnych naprężeń przy zniszczeniu w teście TSRST.....	126
Tab. 4-2. Statystyki opisowe w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności	128
Tab. 4-3. Współczynniki dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	129
Tab. 4-4. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	130
Tab. 4-5. EMM temperatur dla poszczególnych mieszanek	132
Tab. 4-6. Wyniki analizy kontrastów (różnic temperatur pomiędzy mieszankami), $df = 8$	132
Tab. 4-7. EMM naprężeń dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu TSRST.....	134
Tab. 4-8. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu TSRST, $df = 8$	134
Tab. 4-9. Statystyczne porównanie wpływu rodzaju lepiszcza na temperaturę pęknięcia	135

Tab. 4-10. Statystyczne porównanie wpływu rodzaju lepiszcza na naprężenia	137
Tab. 4-11. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	138
Tab. 4-12. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	139
Tab. 4-13. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	140
Tab. 4-14. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	141
Tab. 4-15. Zestawienie wyników uzyskanych w badaniu UTST	142
Tab. 4-16. Zestawienie wartości średnich wyników uzyskanych w badaniu UTST ...	143
Tab. 4-17. Statystyki opisowe parametru naprężenia przy zniszczeniu w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności	143
Tab. 4-18. Statystyki opisowe parametru odkształcenia przy zniszczeniu w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności	144
Tab. 4-19. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	145
Tab. 4-20. Współczynniki dopasowania dopasowanego modelu regresji liniowej, $n_{obs} = 12$	147
Tab. 4-21. EMM odkształceń dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu UTST	148
Tab. 4-22. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu UTST	148
Tab. 4-23. EMM naprężeń przy zniszczeniu dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu UTST.....	149
Tab. 4-24. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu UTST, $df = 8$	150
Tab. 4-25. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla AC AF 8 50/70	151
Tab. 4-26. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla AC AF 8 PmB 65/105-80	152
Tab. 4-27. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla SMA MA 8 50/70	152
Tab. 4-28. Wyniki czasu relaksacji w badaniu RT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80 ..	153
Tab. 4-29. Wyniki regresji zależności logarytmu z czasu relaksacji naprężeń od temperatury w badaniu RT (zależność wykładnicza)	155
Tab. 4-30. Statystyki opisowe zmiennych próby RT w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności.....	156

Tab. 4-31. EMM czasów relaksacji dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu RT.....	157
Tab. 4-32. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu RT, $df = 28$	158
Tab. 4-33. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze - 10°C	162
Tab. 4-34. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze - 15°C	163
Tab. 4-35. Parametry modelu Burgersa wyznaczone w teście TCT w temperaturze - 20°C	164
Tab. 4-36. Statystyki opisowe zmiennych próby TCT w podziale na poszczególne rodzaje mieszanek wraz z wynikami testu normalności	165
Tab. 4-37. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla AC AF 8 50/70	167
Tab. 4-38. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla AC AF 8 PmB 65/105-80.....	167
Tab. 4-39. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla SMA-MA 8 50/70	168
Tab. 4-40. Wyniki czasu relaksacji w badaniu TCT dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80	168
Tab. 4-41. Wyniki regresji zależności logarytmu z czasu relaksacji naprężeń od temperatury w badaniu RT (zależność wykładnicza)	171
Tab. 4-42. EMM czasów relaksacji dla poszczególnych mieszanek w kontekście testu TCT	172
Tab. 4-43. Wyniki analizy kontrastów w kontekście testu TCT, $df = 39$	173
Tab. 4-44. Zestawienie średnich czasów relaksacji z testu TCT i RT oraz ich $\log_{10}$...	174
Tab. 4-45. Ocena kryterialna parametrów niskotemperaturowych badanych mieszanek	183
Tab. 4-46. Ranking mieszanek pod kątem parametrów niskotemperaturowych	184
Tab. 4-47. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla AC AF 8 50/70 ($v=0,3$)	184
Tab. 4-48. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla AC AF 8 PmB 65/105-80 ($v=0,3$) .	185
Tab. 4-49. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla SMA-MA 8 50/70 ($v=0,3$)	186
Tab. 4-50. Wyniki modułu sztywności IT-CY dla SMA-MA 8 PmB 65/105-80 ($v=0,3$)	187
Tab. 4-51. Szacowane wartości średnie modułu sztywności dla różnych rodzajów mieszanki asfaltowej w teście IT-CY w temp. 10°C.....	189
Tab. 4-52. Analiza kontrastów różnic w modułach sztywności pomiędzy typami mieszanki asfaltowej w teście IT-CY.....	190
Tab. 4-53. Zestawienie wyników zespolonego modułu sztywności E.....	192

Tab. 4-54. Szacowane wartości średnie modułu sztywności dla różnych rodzajów mieszanki asfaltowej w teście 4PB-PR w 10°C i 8 Hz.....	196
Tab. 4-55. Analiza kontrastów różnic w modułach sztywności pomiędzy typami mieszanki asfaltowej w teście 4PB-PR	197
Tab. 4-56. Zestawienie uzyskanych średnich modułów w badaniu IT-CY i 4PB-PR.	199
Tab. 4-57. Ocena kryterialna średnich modułów sztywności badanych mieszanek....	201
Tab. 4-58. Zestawienie wyników średniej liczby cykli zmęczenia dla mieszanek AC AF i SMA-MA na asfalcie drogowym.....	202
Tab. 4-59. Zestawienie wyników średniej liczby cykli zmęczenia dla mieszanek AC AF i SMA-MA na asfalcie modyfikowanym.....	202
Tab. 4-60. Wartość ε_6 dla badanych mieszanek odczytane z wykresu.....	203
Tab. 4-61. Podsumowanie wyników badania TxOT, wartości średnie z trzech próbek badanych w 25°C.....	205
Tab. 4-62. Matryca spełnienia warunku zagęszczenia (wolnej przestrzeni) odpowiadającego założeniom recepty (BT)	209
Tab. 4-63. Porównanie wyników dopasowania modeli GAM dla czynników ciśnienia i temperatury w czasie w podziale na typ mieszanki, $n_{obs} = 1196$	212
Tab. 4-64. Zestawienie punktów blokowania (LP 2-2-3) dla badanych mieszanek	213
Tab. 4-65. Zestawienie wskaźników stabilności mieszanek CDI.....	216
Tab. 4-66. Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni w podziale na poszczególne mieszanki asfaltowe przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa, $n_{obs} = 706$	217
Tab. 4-67. Wyniki analizy kontrastów jako różnic EMM ilości wolnych przestrzeni pomiędzy mieszankami asfaltowymi przy temperaturze 130°C i ciśnieniu 600 kPa..	218
Tab. 4-68. Wyniki EMM zawartości wolnych przestrzeni w podziale na poszczególne mieszanki asfaltowe przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa, $n_{obs} = 706$	219
Tab. 4-69. Wyniki analizy kontrastów jako różnic EMM zawartości wolnych przestrzeni pomiędzy mieszankami asfaltowymi przy temperaturze 160°C i ciśnieniu 600 kPa	220
Tab. 5-1. Zestawienie informacji o odcinku próbnym.....	237